

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO
EM ESTRUTURAS PRONTAS

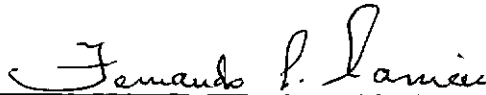
Carla Cristina Danielletto

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA
CIVIL

Aprovada por:



Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata
(Presidente)



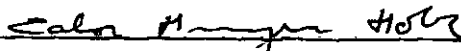
Prof. Fernando Luiz Bobo Barboza Carneiro



Prof. Lúcia da Conceição Domingues Shehata



Prof. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn



Prof. Carlos Henrique Holck

RIO DE JANEIRO, RJ-BRASIL

DEZEMBRO DE 1986

DANIELLETO, CARLA CRISTINA

Avaliação da Resistência do Concreto em Estruturas Prontas (Rio de Janeiro) 1986.

VIII, 175 p, 29,7 cm (COPPE/UFRJ,M.Sc., Engenharia Civil, 1986)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Métodos parcialmente destrutivos de ensaio.

I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

OFERECIMENTO

AGRADECIMENTO

À todos aqueles que, direta
ou indiretamente, contribui-
ram para este trabalho.

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO
EM ESTRUTURAS PRONTAS

Carla Cristina Danielleteo

Dezembro/86

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata
Programa ; Engenharia Civil/Estruturas

Neste trabalho tentamos obter a correlação entre os resultados de ensaios parcialmente destrutivos e a resistência à compressão de cilindros-padrão de concreto. Os métodos de ensaio parcialmente destrutivos aqui empregados foram variações dos métodos conhecidos como "pull out" e de penetração de pinos. Em ambos os casos, o número de resultados obtidos ainda não permitiu uma conclusão acerca da correlação ideal, mas nos permitiu concluir que os métodos são promissores e devem ser mais estudados. Com pesquisas mais completas, estes métodos parcialmente destrutivos poderão vir a ser auxiliares muito úteis para a avaliação da resistência do concreto em sito.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

EVALUATION OF IN SITU CONCRETE STRENGTH

Carla Cristina Danielletto

December/86

Chairman : Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department : Engenharia Civil/Estruturas

In this work we have tried to obtain the correlation between the results of partially destructive tests and the compressive strength of standard concrete cylinders . The partially destructive testing methods used here were variations of the pull out and penetration tests. In both cases, the number of results obtained has not permitted a conclusion about the ideal correlation yet. It has been concluded, however, that the methods are promising and should be more studied. With more complete researches, these methods can become a very useful aid to the evaluation of in situ concrete.

ÍNDICE

CAPÍTULO I

Introdução.....	1
-----------------	---

CAPÍTULO II: Revisão de Literatura

II.1 - Resistência do concreto na estrutura e nos corpos de prova.....	3
II.2 - Métodos de Ensaio não-destrutivos.....	6
II.2.1 - Ultra-som.....	6
II.2.2 - Dureza Superficial.....	26
II.2.3 - Maturidade.....	31
II.3 - Métodos de Ensaio Parcialmente Destru- tivos.....	36
II.3.1 - Extração de Testemunhos.....	36
II.3.2 - Penetração de Pinos.....	47
II.3.3 - "Break off".....	48
II.3.4 - "Pull off".....	54
II.3.5 - "Pull out".....	58
II.3.6 - Teste BRE de fratura interna....	70
II.3.7 - Novo Método "Pull out".....	76
II.3.8 - BRE modificado.....	79

CAPÍTULO III

Métodos estudados neste trabalho.....	81
III.1 - Método de arrancamento.....	82
III.1.1 - Base Teórica.....	82
III.1.2 - Equipamento utilizado.....	88
III.1.3 - Peças ensaiadas.....	92
III.1.4 - Procedimento de ensaio.....	97
III.1.5 - Resultados.....	100
III.1.5.1 - Resistência dos cor- pos de prova ensaia-	

	dos à compressão.....	100
III.1.5.2	- Carga de Arrancamento.....	103
III.1.5.3	- Correlação entre resistência à compressão e a carga de arrancamento.....	111
III.2	- Método de Penetração de Pinos.....	122
III.2.1	- Equipamento utilizado.....	122
III.2.2	- Peças ensaiadas.....	122
III.2.3	- Resultados.....	122
III.2.3.1	- Penetração do pino...	125
III.2.3.2	- Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a penetração do pino.....	127
III.3	- Correlação entre a carga de arrancamento e a penetração do pino.....	137
III.4	- Análise dos Resultados.....	143
CAPÍTULO IV:	Conclusões.....	146
ANEXOS.....		147
REFERÊNCIAS.....		167

CAPÍTULO I

Introdução

Os testes não-destrutivos, corretamente utilizados na avaliação da resistência do concreto, tornam-se gradativamente mais úteis no dia-a-dia da construção devido às vantagens por eles oferecidas. Utilizando estes testes podemos verificar, se necessário for, todos os elementos sem comprometer a estabilidade estrutural. Em termos de velocidade de construção, ela poderá ser acelerada se pudermos acompanhar o desenvolvimento da resistência no concreto, e saber a época certa para retirada de fôrmas e escoramentos ou para iniciar protensão sem causar danos à estrutura. Esses testes são também muito usados para o controle da qualidade em pré-moldados. Nos casos citados acima todas as estruturas ou elementos estruturais têm pouca idade, mas os testes não-destrutivos não se restringem a eles. Eles também têm sua aplicação em estruturas antigas que queremos aproveitar para novo uso, ampliar ou verificar e recuperar por terem as mesmas sido danificadas.

Diversos testes não-destrutivos e parcialmente destrutivos surgiram em todo o mundo tentando obter sempre um método simples e confiável. Ainda assim, nenhum deles está capacitado a fornecer valores quantitativos acerca de um concreto completamente desconhecido mas, para um concreto do qual conhecemos algumas características, podemos usar curvas de calibração e os diversos métodos passam a apresentar boa confiabilidade.

Neste trabalho fazemos um resumo sobre os métodos não-destrutivos e parcialmente destrutivos utilizados em sítio. Além disto, testamos concretos com agregados e cimento existente no Rio de Janeiro, de resistência conhecida, visando obter uma curva de calibração para o método de arrancamento, verificando a possibilidade deste método ser empregado no caso de não ter sido prevista a sua aplicação quando da concretagem

da estrutura (não colocação de encaixes especiais nas fôrmas) - e usando chumbadores disponíveis no mercado. Nestes mesmos - concretos também foi feita a cravação de pinos, usando o equipamento indicado no Método Brasileiro de Penetração de Pinos, a fim de obter uma curva de calibração para este método.

CAPÍTULO II

Revisão de Literatura

II.1 - Resistência do concreto na estrutura e nos corpos de prova.

A avaliação da resistência do concreto das estruturas é feita através de corpos de prova cilíndricos ou cúbicos, moldados, curados e ensaiados segundo as normas dos diversos países. Embora os valores da resistência obtidos nestes ensaios sejam maiores que a resistência do concreto na estrutura, os coeficientes de minoração de resistência utilizados nos cálculos da mesma levam-nos a resultados seguros. Comparando a resistência de testemunhos extraídos de diferentes elementos estruturais e a de cilindros curados junto a eles, PETERSONS (55) obteve os resultados mostrados na fig. II.1. As diferenças de resultados evidenciadas nessa figura devem-se essencialmente às diferenças de tipos de cura e de forma e tamanho existentes entre os corpos de prova e os elementos estruturais, que levam a diferentes condições de homogeneidade e perda de água do concreto. Assim, para interpretar as diferenças de resistência entre corpos de prova e testemunhos, os seguintes aspectos devem ser considerados:

a) nível de resistência do concreto

A figura II.2 mostra que a diferença entre a resistência do concreto de uma estrutura e a resistência do concreto de corpos de prova mantidos em condições de cura idênticas às da estrutura é maior para concretos mais resistentes. Tendo estes concretos menor fator água/cimento, a perda de água desigual na estrutura e nos corpos de prova leva a maiores diferenças.

b) condições de cura

A figura II.3, apresentada primeiramente no tra

■ corpos de prova curados segundo norma.
 ▨ corpos de prova curados junto à estrutura.
 □ testemunhos extraídos da estrutura.

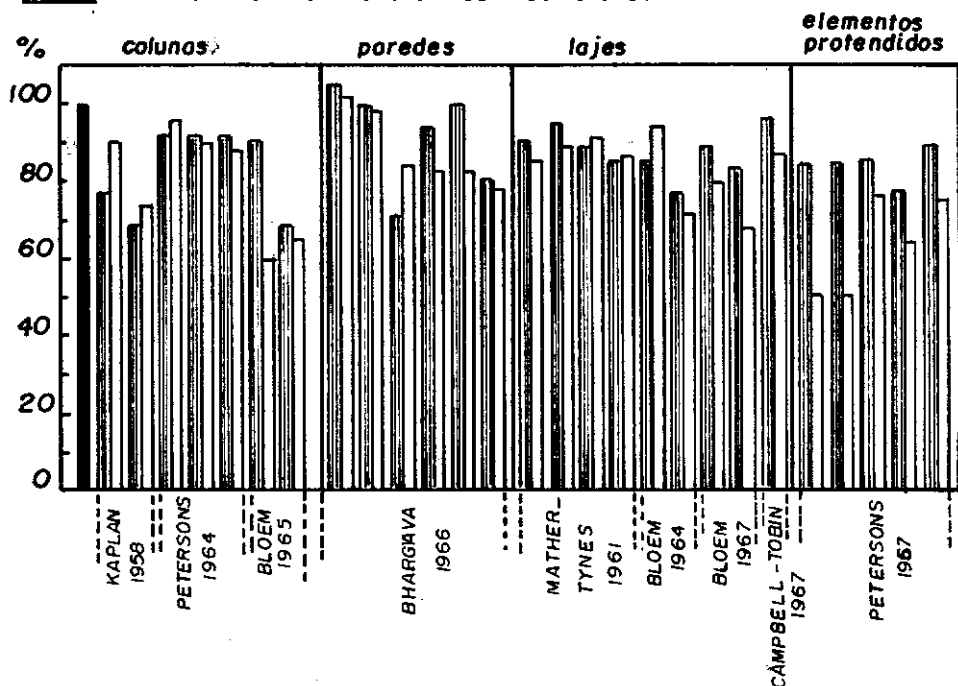
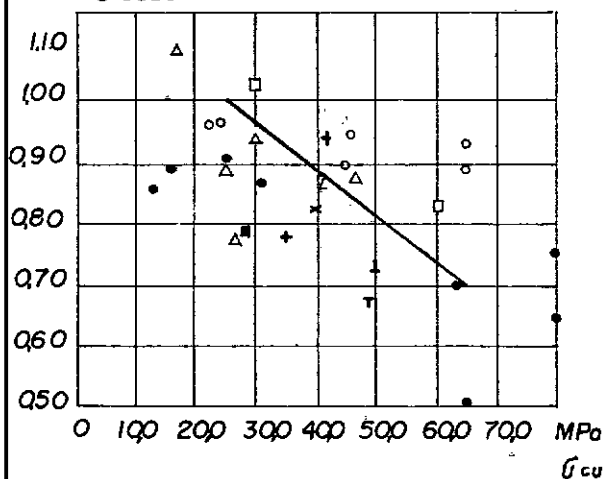


fig. II 1 — Resistência à compressão de C.P. curados junto à estrutura e de testemunhos dela extraídos, em percentagem da resistência de C.P. curados segundo norma.

$\sigma_{\text{estrutura}}$
 σ_{cubo}

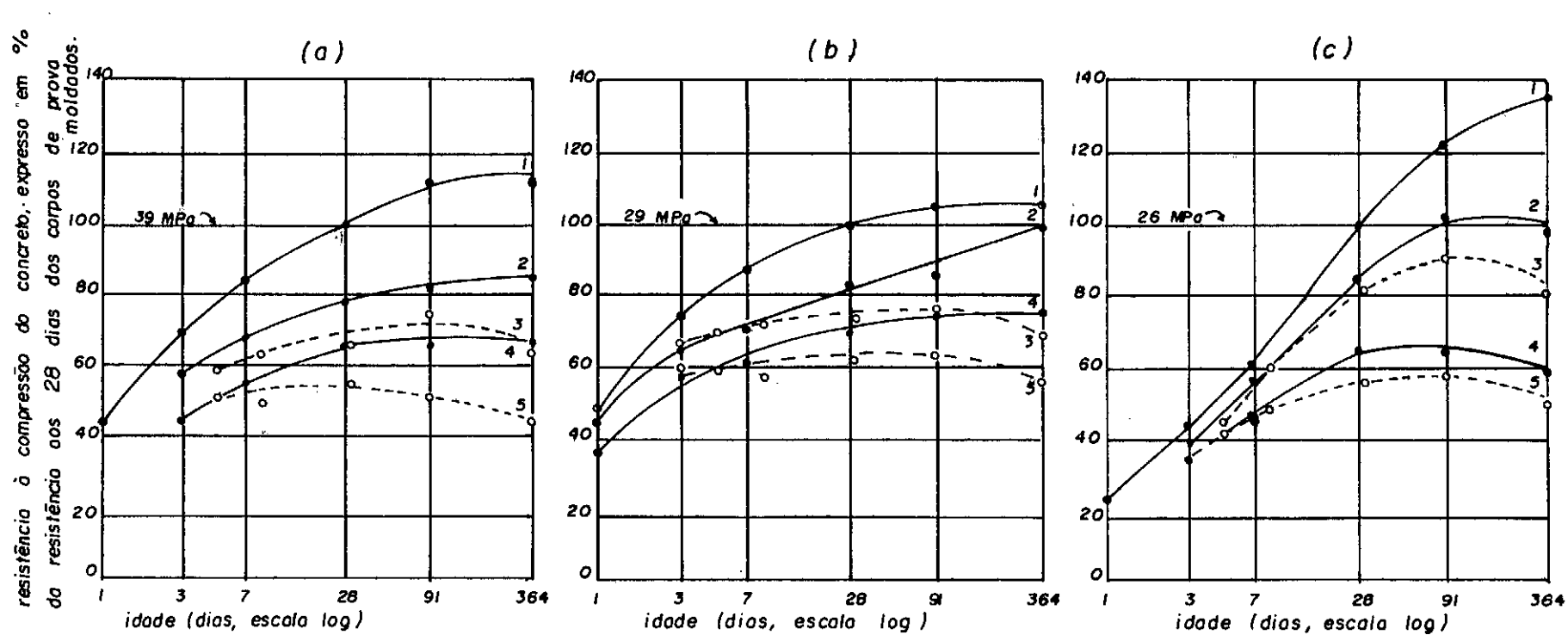
(Petersons, 1968) (55)



+ Bloem 1965
 x Bloem 1967
 □ Bhargava
 Z Campbell-Tobin 1967
 ■ Henzel-Grube 1966
 △ Hofse 1964
 ⊥ Kaplan 1958
 • Mather-Tynes 1961
 ▲ Meininger 1967
 ○ Petersons 1964
 • Petersons 1967
 T Wagner 1963

fig. II 2 — Variação da resistência do concreto da estrutura/resistência do concreto dos cubos com a resistência do concreto dos cubos.

(Petersons, 1968) (55).



- 1 corpos de prova moldados e curados seguindo norma.
- 2 testemunhos extraídos das lajes bem curadas, ensaiados secos.
- 3 testemunhos extraídos das lajes bem curadas, ensaiados molhados.
- 4 testemunhos extraídos das lajes mal curadas, ensaiados secos.
- 5 testemunhos extraídos das lajes mal curadas, ensaiados molhados.

fig. II 3 — Influência das condições de cura na resistência do concreto na estrutura, avaliada através de testemunhos. (Bloem, 1968) (4).

balho de BLOEM (4), mostra as diferenças entre as resistências de corpos de prova curados segundo norma e as resistências de testemunhos extraídos de lajes bem ou mal curadas, sendo eles ensaiados secos ou molhados. Nos concretos foram usados dois tipos de cimento: cimento de alta resistência inicial (figura II.3.a e b) e cimento comum (II.3.c).

Tiradas do mesmo trabalho, as figuras II.4.a, b, c apresentam as condições de umidade interna nas lajes durante a cura. Nelas nota-se, além da maior perda de umidade nas lajes mal curadas, a perda maior da região próxima à face superior.

c) tipo e dimensão da estrutura

A resistência dentro de uma mesma peça da estrutura é normalmente menor próximo à superfície superior e vai aumentando com a profundidade, conforme é apresentado na figura II.5, transladada do trabalho de PETERSONS (56). A cura inadequada aumenta esta diferença devido à perda mais rápida da umidade (figura II.6).

Segundo TAKAHASHI e NAKANE (65) há, particularmente no caso das colunas, relação entre a pressão gerada pelo peso próprio e o transporte de finos pela água e o aumento da resistência (figuras II.7 e II.8).

d) compactação

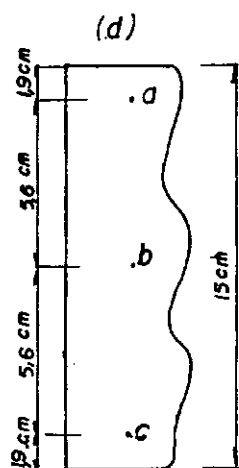
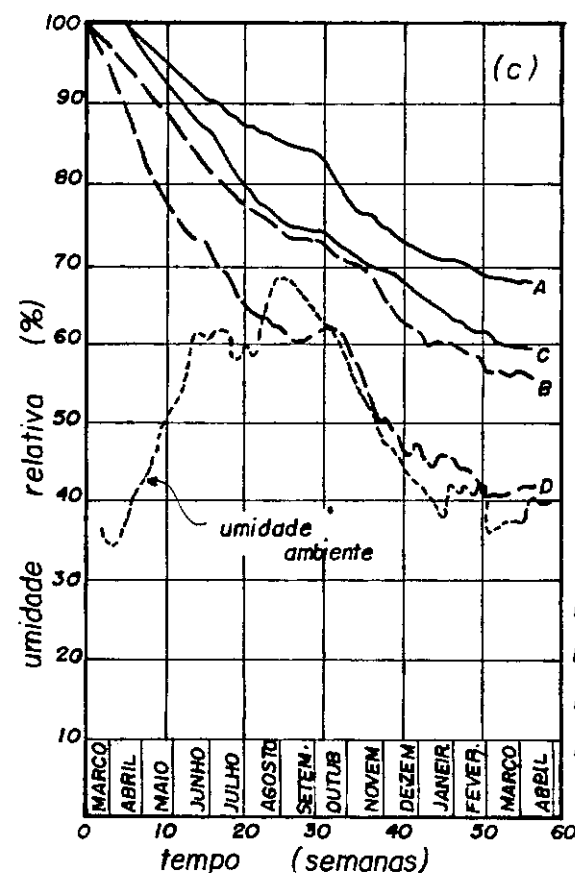
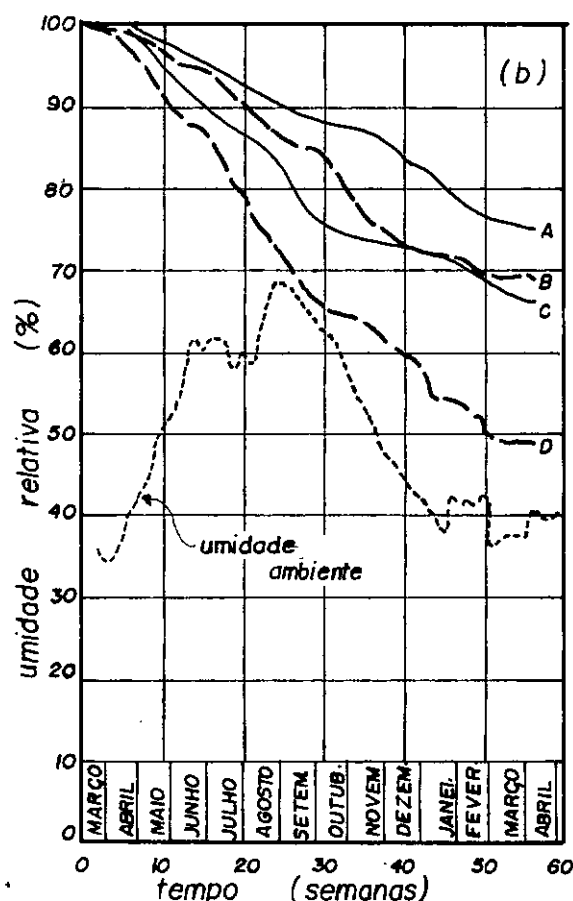
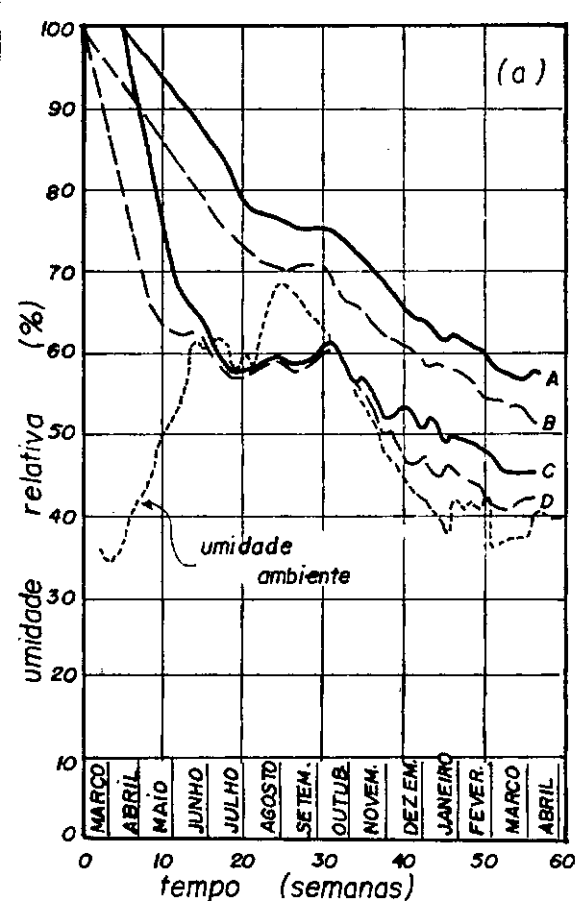
A compactação insuficiente do concreto na estrutura leva a um aumento na porosidade (aumento do número de vazios) e, conseqüentemente, a um decréscimo da resistência. Este problema não é provável de ocorrer nos corpos de prova.

II.2 - Métodos de ensaios não-destrutivos

São considerados como métodos de ensaios não-destrutivos do concreto somente aqueles métodos que não causam nenhum dano, quer superficial, quer no interior da peça em estudo.

II.2.1 - Ultra-som

As primeiras sugestões para a determinação não



LAJE A - bem curada, cimento de alta resistência inicial.

LAJE B - bem curada, cimento comum.

LAJE C - mal curada, cimento de alta resistência inicial.

LAJE D - mal curada, cimento comum.

Fig. II 4 a, b, c - Umidade relativa no interior da laje, medida nos pontos a, b, c apresentados na figura II 4. d.

(BLOEM, 1968) (4).

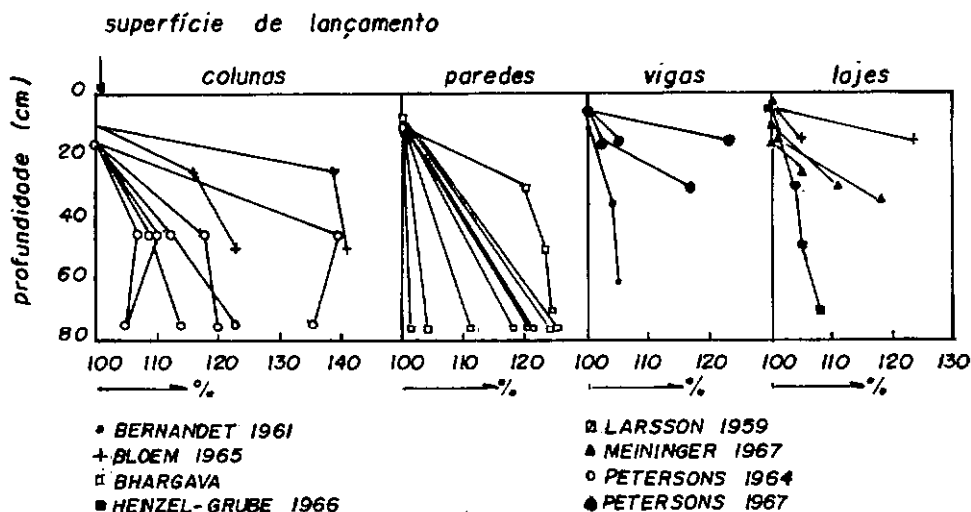


fig. II 5. Variação na resistência do concreto na estrutura ou em elementos protendidos com a profundidade, expressa como porcentagem da resistência do concreto obtida na superfície de lançamento.

(PETERSONS, 1971) (56)

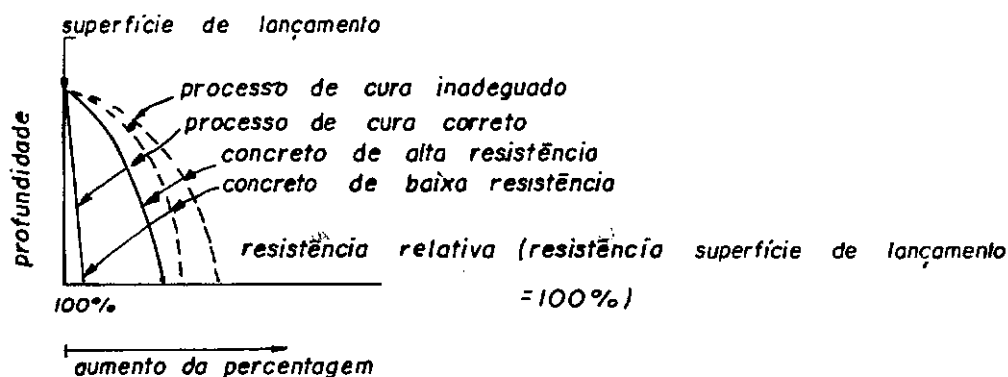


fig. II 6. Esquema mostrando os efeitos produzidos pelo nível de resistência e o processo de cura sobre a variação da resistência do concreto com a profundidade.

(PETERSONS, 1968) (55)

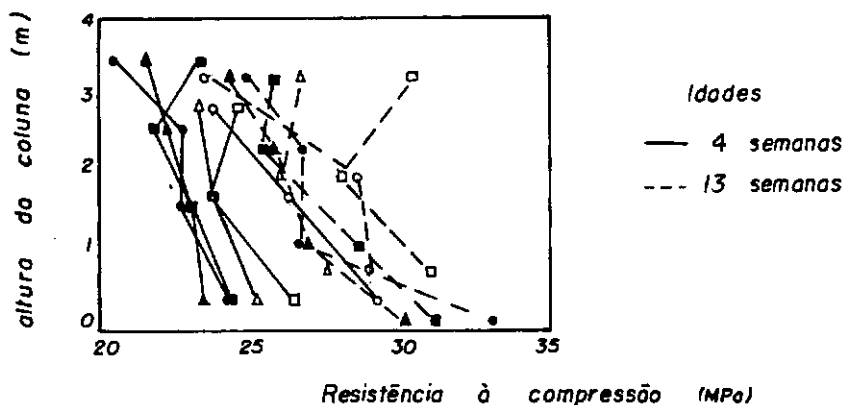


fig. II 7. Diferenças na resistência das colunas devido ao transporte de finos e ao peso próprio do concreto.

(TAKAHASHI e NAKANE, 1979) (65)

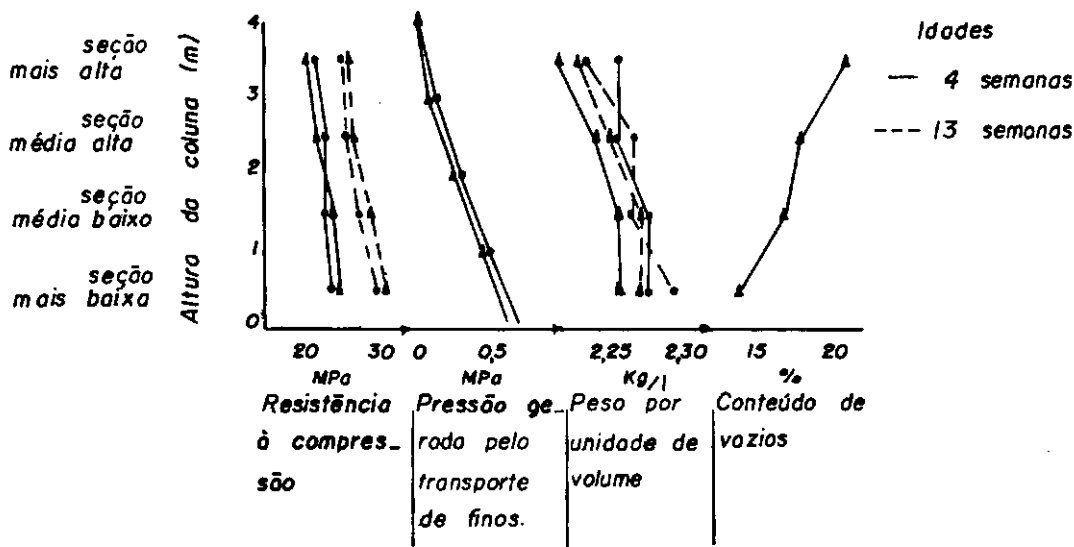


fig. II 8. Efeitos do transporte de finos e do peso próprio em função da altura da coluna.

(TAKAHASHI e NAKANE, 1979) (65)

-destrutiva das propriedades mecânicas do concreto em obra, pela medição da velocidade de propagação da onda ultra-sônica, foram apresentadas em 1945. Entretanto, parece que este método não teve o uso tão difundido quanto o da dureza superficial (ítem II.2.2) ou o da penetração de pinos (ítem II.3.2) devido à complexidade do processo de teste e à incerteza dos dados obtidos, embora este seja o único capaz de fornecer alguma indicação acerca do interior da massa de concreto sujeita ao teste.

A aplicação deste método é baseada na correlação entre a velocidade de propagação no concreto de um pulso de onda ultra-sônica e as constantes elásticas e a massa específica do concreto.

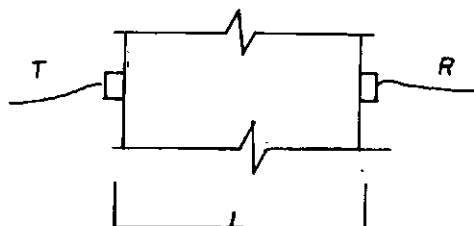
Assim podem se verificar:

- módulo de Elasticidade dinâmico do concreto e, consequentemente, resistência à compressão do concreto.
- homogeneidade do concreto (ver anexo);
- variações nas propriedades do concreto causadas pelo tempo, uso, etc... (Ver anexo);
- defeitos no concreto (ver anexo).

Como o ensaio se baseia na velocidade de propagação do som em um certo percurso no concreto, é muito importante a posição dos aparelhos emissor e receptor. De acordo com o posicionamento destes aparelhos, que depende muito do acesso a determinados pontos da peça, podemos ter três tipos de transmissão de som:

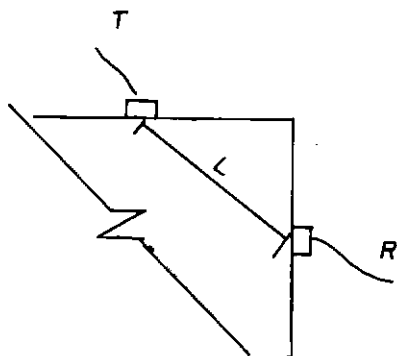
- transmissão direta

É a que dá maior sensibilidade e deve ser usado, sempre que possível, em vigas e colunas.



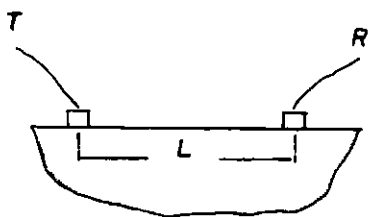
- transmissão semidireta

É aceitável quando não se tem acesso às faces opostas do elemento estrutural.



- transmissão indireta ou de superfície

É apenas satisfatória, tem baixa sensibilidade e mede somente a velocidade do pulso através da camada superficial do concreto.



O método fornece uma velocidade de pulso (V_n) que é relacionada com as constantes elásticas do concreto, por sua vez relacionadas à resistência. (Na fig. II.9 apresentamos a curva proposta em TIZATTO (66) relacionando o módulo de elasticidade estático do concreto e a resistência à compressão do mesmo).

$$V_n = \frac{L}{t} = \sqrt{\frac{E_d \times (1 - \nu_d)}{\rho (1 + \nu_d) (1 - 2 \nu_d)}}$$

E_d é o módulo de elasticidade dinâmico do concreto;

ν_d é o coeficiente de Poisson dinâmico do concreto;

ρ é a massa específica.

GRÁFICO MÓDULO - RESISTÊNCIA DO CONCRETO

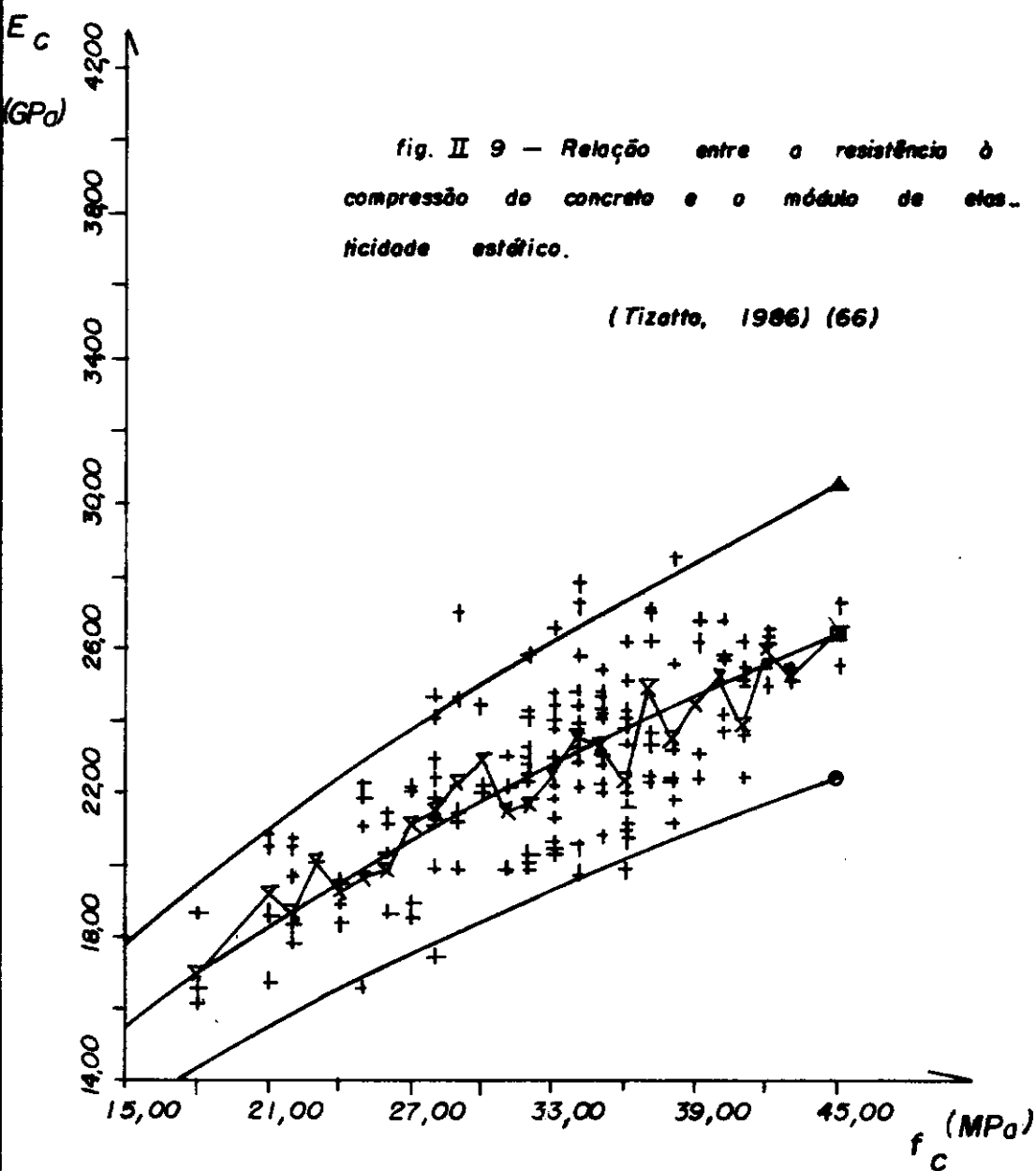
□ FÓRMULA PROPOSTA : $ECM = 4.000 * (FC^{**0,5})$

● LIMITE INFERIOR : $EC = 0,85 * ECM$

△ LIMITE SUPERIOR : $EC = 1,15 * ECM$

+ PONTOS EXPERIMENTAIS

x VALORES MÉDIOS DOS ENSAIOS



Alguns fatores podem alterar o valor da velocidade de medida.

a) contacto entre a superfície e emissor e receptor

Para que haja bom contacto entre a superfície do concreto e os aparelhos emissor e receptor é necessário que a superfície esteja plana, lisa (sendo às vezes preciso dar polimento na área de colocação) e isenta de poeira.

b) temperatura ambiente

JONES e FACAOARU (28) apresentam uma tabela com fatores de correção para as velocidades obtidas em diversas temperaturas. Por esta tabela e comentários do autor, não há variação significativa na velocidade do pulso entre 5° e 30°C .

c) distância entre emissor e receptor

Na propagação do pulso de onda ultra-sônica através do concreto há atenuações das frequências mais altas e a forma da frente de onda torna-se mais arredondada a medida que aumenta a distância entre emissor e receptor, dificultando a definição acurada da mesma.

d) forma da peça

Quando a peça é esbelta, a onda longitudinal torna-se dispersa e um grande número de modos de propagação são possíveis. Este grande número de modos de propagação misturados ao pulso inicial torna muito difícil a definição do tempo de trânsito do pulso e tende a aproximar a velocidade do pulso à velocidade numa placa ou barra infinitamente longa. Neste caso, JONES e FACAOARU (28) recomendam o uso do método da ressonância (ver anexo).

e) direção do ensaio

Na transmissão direta, a onda ultra-sônica apresenta maior ou menor velocidade conforme a direção de propagação em relação à direção em que foi concretada a peça. Quando a peça é testada transversalmente à direção em que foi concretada, a velocidade de propagação é, em média, um pouco superior à que ocorre se o teste é executado na direção de concreta

gem. Atribui-se este fato à característica do concreto de formar uma camada superficial mais fraca, com predominância de argamassa, e muito mais porosa, que é atravessada pela onda quando a direção do ensaio coincide com a direção de concretagem (ANDERSON e SEALS (1)).

f) tipo de adensamento (manual ou mecânico)

Segundo BAUER (2), os resultados indicam pequena diferença (1 ou 2%) devido a maior ou menor porosidade.

g) teor de ar

NOZAKI (46) fez ensaios em peças onde, com o uso de aditivos, o teor de ar do concreto variou de 0.4 a 18%. Como pode ser visto na Fig. II.10, o aumento do teor de ar reduz a velocidade de pulso.

h) condições de umidade

Em concretos drenados ou quase drenados, correspondentes à condição normal de teste na estrutura, o efeito é pequeno. Como mostra a fig.II.11 a velocidade de pulso aumenta com o aumento da umidade. NOZAKI (46) conseguiu o gráfico da figura II.12 ensaiando uma mesma peça, seca em um dessecador e depois novamente encharcada. Na figura II.13 (STURRUP, VECCHIO, CARATIN (64) mostra-se um ensaio comparativo para pasta, argamassa e concreto, executado em peças secas e molhadas. Entre duas peças de mesma resistência, nota-se a menor velocidade na peça drenada.

i) condições de cura

Também em STURRUP, VECCHIO e CARATIN (64) é apresentada a figura II.14 em que resultados de ensaios em concretos diferindo apenas na temperatura de cura são apresentados. Não foi encontrada pelos autores qualquer relação lógica entre as temperaturas e velocidades de propagação do pulso ultrasônico obtidas.

j) tipo de cimento

velocidade do pulso (km/s)

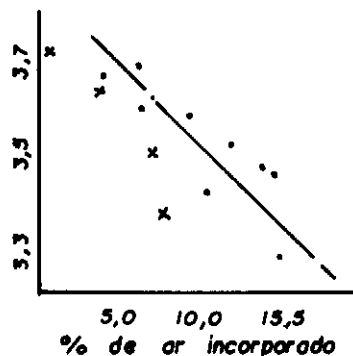


fig. II 10. Variação da velocidade do pulso com o aumento do teor de ar no concreto. (NOZAKI, 1979) (46)

velocidade do pulso (km/s)

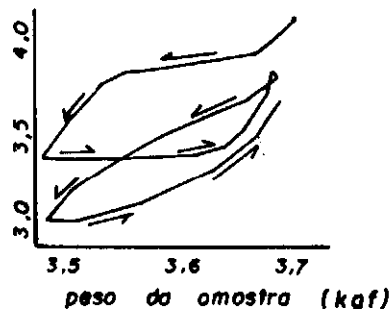


fig. II 12. Efeito da variação (cíclica) do teor de água no interior do concreto
(NOZAKI, 1979) (46)

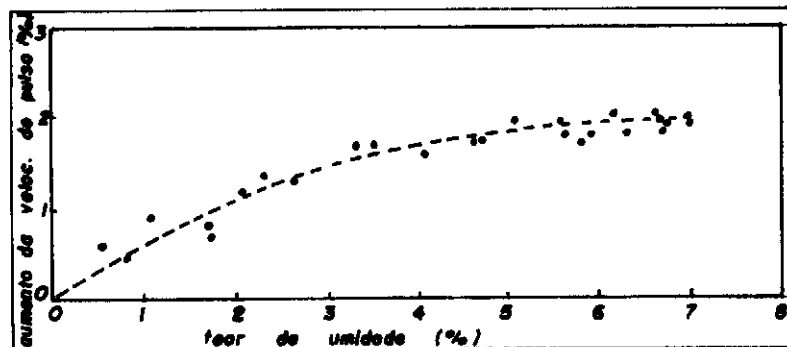


fig. II 11. Efeito do teor de umidade do concreto sobre a velocidade do pulso. (CHUNG e LAW, 1983) (16)

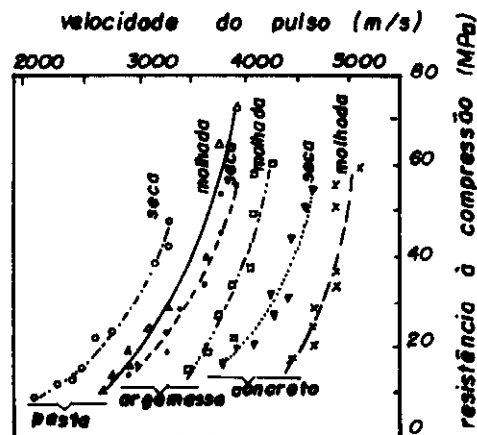


fig. II 13. Efeito da umidade sobre a relação entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão do concreto

(STURRP et alii, 1984) (64)

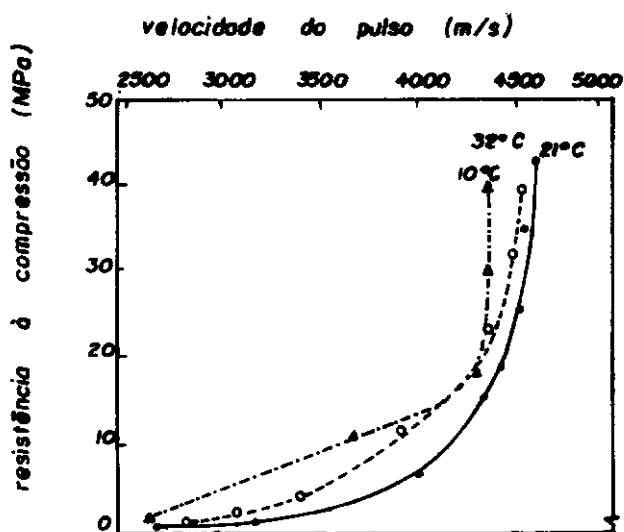


fig. II 14. Efeito da temperatura de cura sobre a relação entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão do concreto.

(STURRUP et alii, 1984) (64)

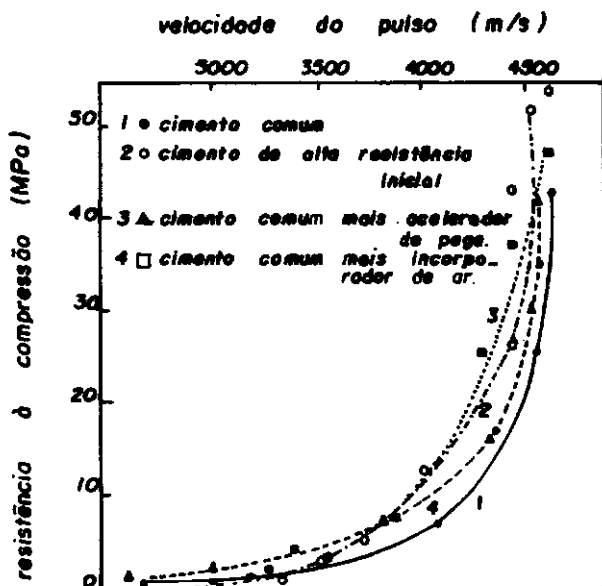


fig. II 15. Efeito do uso do cimento de alta resistência inicial e do uso de aditivos sobre a relação entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão do concreto.

(STURRUP et alii, 1984) (64)

Para concretos de mesma resistência com cimentos de diferentes graus de finura e quantidade de certos produtos químicos (ver figura II.15 curvas 1 e 2), a velocidade do pulso varia.

l) tipo de aditivo

Alguns tipos de aditivos causam redução na velocidade de propagação do pulso. Ensaio englobando dois aditivos levaram ao gráfico da fig. II.15, onde pode ser visto o efeito dos aditivos, reduzindo a velocidade do pulso em relação ao concreto de cimento comum.

m) tipo, granulometria e quantidade de agregado

A partir do fato que o agregado constitui a maior parte do concreto, a velocidade do pulso através deste componente é muito importante. Como pode ser observado na figura II.16, os diversos tipos de rochas possuem velocidade de pulso diferentes e variáveis. Nas figuras II.17 e II.18 o efeito dos agregados nas relações entre velocidade do pulso e resistência pode ser observado.

NWOKOYE (47) aplicou a teoria multi-fásica (ver anexo) para transformar a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico no concreto obtida em ensaios numa velocidade na pasta de cimento, levando em conta suas proporções dentro do traço e obteve as relações apresentadas nas figuras II.19 e II.20 em que englobou diversos fatores água/cimento e agregado/cimento em uma única curva com menor dispersão dos resultados.

n) presença de armadura

A velocidade de propagação do pulso de onda ultra-sônica é alterada quando são ensaiadas peças de concreto armado, devido à diferença de condições de propagação no concreto e no aço. As velocidades de propagação nos aços são bastante variáveis (desde 4800 até 7000m/s), sendo que em aços

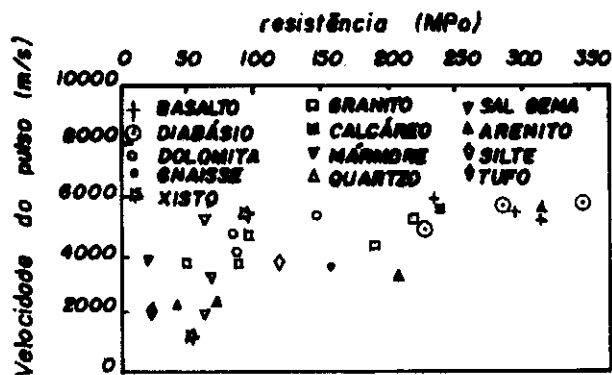


fig. II 16. Velocidade do pulso e resistência à compressão de diversos tipos de rocha que podem ser usados como agregado graúdo

(STURRUP et alii, 1984) (64)

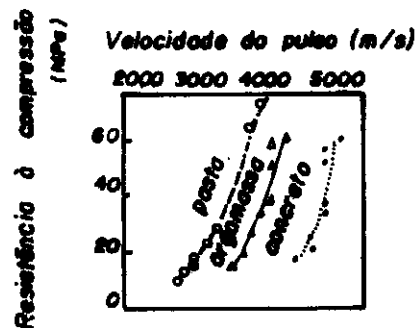


fig. II 18. Efeito dos agregados sobre a relação entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão do concreto.

(STURRUP et alii, 1984) (64)

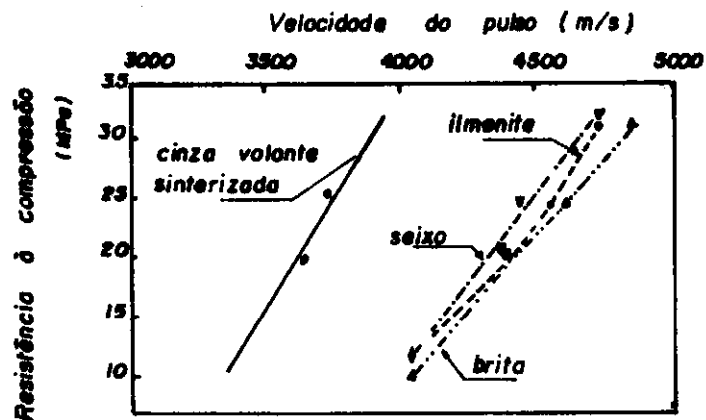
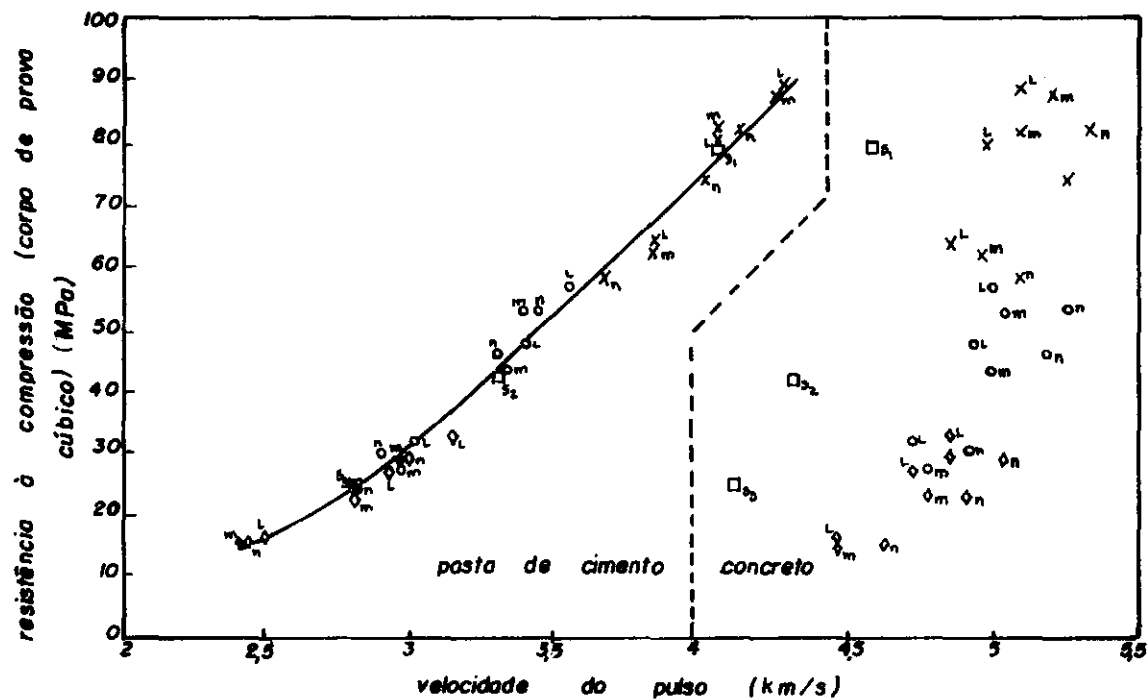


fig. II 17. Efeito do tipo de agregado sobre a relação entre a velocidade do pulso e a resistência à compressão do concreto.

(STURRUP et alii, 1984) (64)

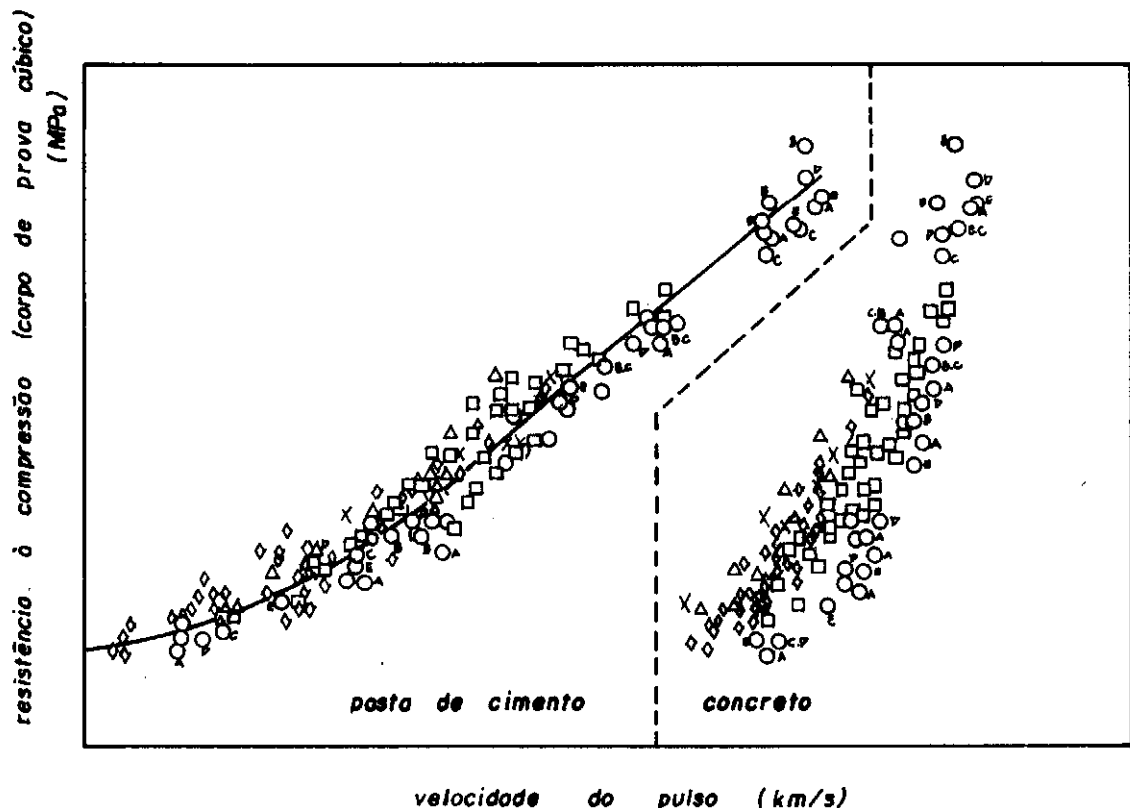


L = granito (Mountsorrel)
 m = traquito (Downhead)
 n = calcáreo (Somerset)
 S = argamasso (areia do rio Chertsey)

Kaplan

	w/c	a/c
X	0,35	3,08
O	0,60	7,53
◊	0,85	10,25
S ₁	0,35	0,92
S ₂	0,60	2,6
S ₃	0,85	4,3

fig. II 19—Relação entre a velocidade do pulso na pasta de cimento e a resistência à compressão do cubo. Resultados obtidos por Kaplan usando a teoria multi-fásica.



A = quartzo natural
B = quartzo quebrado
C = sílex natural
D, E = sílex quebrado

} Kaplan

□ } seixo } Evans
△ } rolado } Shacklock e Keen
◇ } Singh
X } ensaios do autor

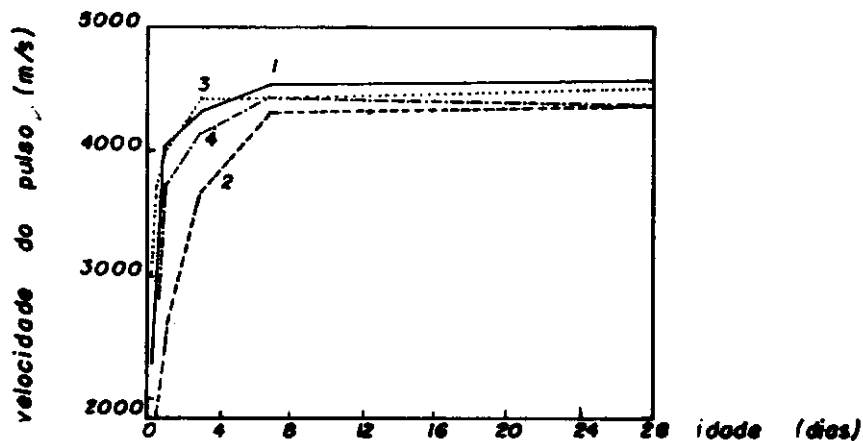
fig. II 20. Relação entre a velocidade do pulso na pasta de cimento e a resistência à compressão do cubo. Resultados obtidos por Nwokoye (47) utilizando dados reunidos de trabalhos de diversos autores. (Nwokoye, 1973) (47)

CA50A são da ordem de 4900 a 5200 m/s. Assim, na vizinhança de uma barra de armadura, a velocidade medida é maior que nas áreas sem armadura. A velocidade do pulso no aço é cerca de 1,2 a 1,9 vezes a velocidade no concreto e, sob certas condições, parte do percurso do primeiro pulso a atingir o receptor é feito pela barra da armadura. Em vista disso, devem ser usados fatores de correção (ver anexo) que levam em conta o posicionamento da armadura em relação ao percurso, o que torna indispensável o conhecimento da disposição da armadura na peça em estudo. É necessário também que algumas amostras do próprio aço utilizado na construção sejam ensaiadas para determinação da velocidade do pulso nas mesmas (BAUER (2)).

o) idade do concreto

Como pode ser visto na figura II.21, cerca de 60% da velocidade de pulso é obtida nas primeiras 24 horas e apenas de 5 a 25% da resistência do concreto aos 28 dias são obtidos. Aos sete dias, a velocidade do pulso atinge aproximadamente 100% enquanto que a resistência está entre 60 e 80%. Assim sendo, a velocidade do pulso é particularmente útil para acompanhar o processo de endurecimento do cimento, especialmente durante as primeiras 36 horas. Aqui, rápidas mudanças na velocidade do pulso podem indicar variações físico-químicas na estrutura do cimento. Após 28 dias a velocidade do pulso aumenta muito lentamente. Como apresentado pela 42 CEA COMMISSION (68), no concreto fresco o módulo de Elasticidade aumenta mais rapidamente que a resistência à compressão (figura II.22) sendo verdadeiro o inverso para maiores idades. Este fato e a sabida relação entre E e v_n levam à insensibilidade do método na detecção de variações na resistência em idades maiores ou em altos níveis de resistência.

Os resultados apresentados na figura II.23 referem-se a um mesmo concreto. Observando-se que o eixo de resistências tem escala logarítmica, as leituras das maiores



- 1— 360 kg/m³ cimento comum, temperatura de cura 20°C.
 2— 360 kg/m³ cimento comum, temperatura de cura 10°C.
 3— 360 kg/m³ cimento alta resistência inicial, temperatura de cura 20°C.
 4— 260 kg/m³ cimento comum, temperatura de cura 20°C.

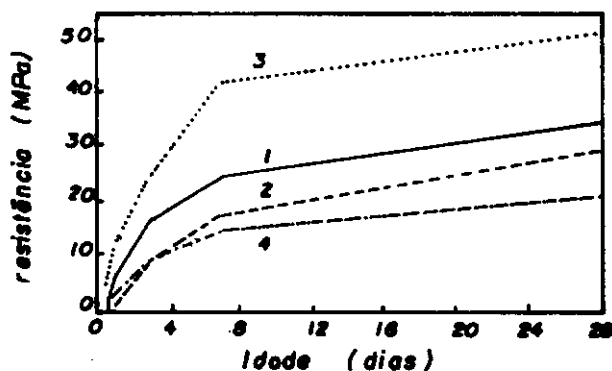
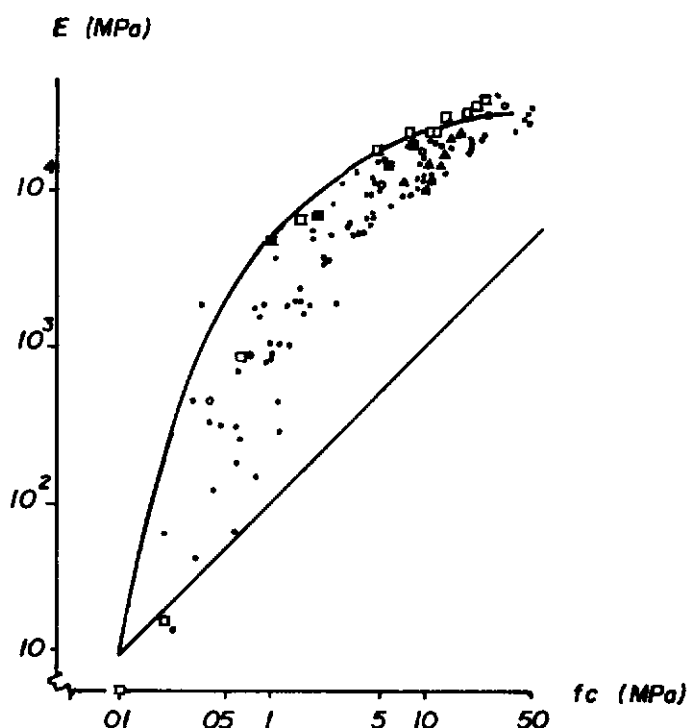


fig. II 21 — Velocidade do pulso e resistência à compressão X idade, para concretos de diferentes tipos, teor de cimento e temperatura de cura.

fig. II 22 — Módulos de Elasticidade E encontrados na literatura e reunidos em função da resistência à compressão f_c .

(42 CND COMMISSION, 1981) (68).



□ Bansen/1956/: $\frac{W}{C} = 0,53$. Cimento comum, 20°C , cilindro $\varnothing 150 \times 300 \text{ mm}$, $l_0 = 300 \text{ mm}$.

■ Gunzler/1970/: $\frac{W}{C} = 0,47$, resistência à compressão do cimento aos 28 dias: 30 MPa.

○ Wierig/1971/: $\frac{W}{C} = 0,50$, resistência à compressão do cimento aos 28 dias: 27,5 MPa, prisma $200 \times 200 \times 400 \text{ mm}$, $l_0 = 200 \text{ mm}$, duração dos ensaios 150 s.

● Haugland/1976/: $W = 0,40 - 0,85$, $2^\circ - 20^\circ\text{C}$, seis diferentes tipos de cimento, cilindro $\varnothing 100 \times 280 \text{ mm}$.

▲ Lew/1978/: cimento comum, $1,7^\circ - 22,8^\circ\text{C}$, cilindro $\varnothing 150 \times 300 \text{ mm}$, duração dos ensaios 180 s.

— Byfors/1980/ $W = 0,40 - 1,00$, 4 diferentes de cimento, temperatura $8 - 20^\circ\text{C}$, prismas $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$, duração do ensaio 30 - 60 s.

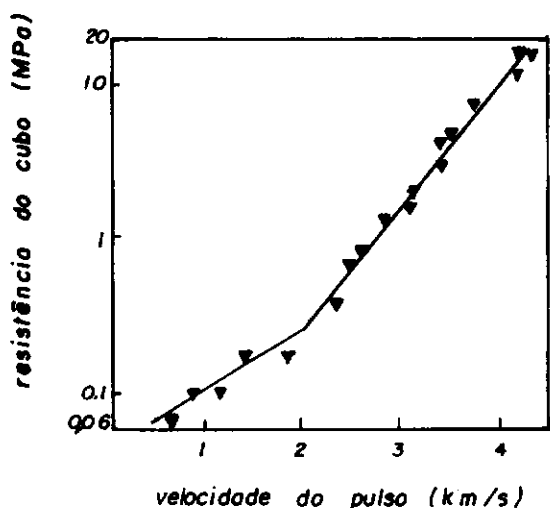


fig. II 23— Exemplo da relação entre a resistência à compressão (escala log) e a velocidade do pulso em concreto fresco. (42 CND Commission, 1981) (68).

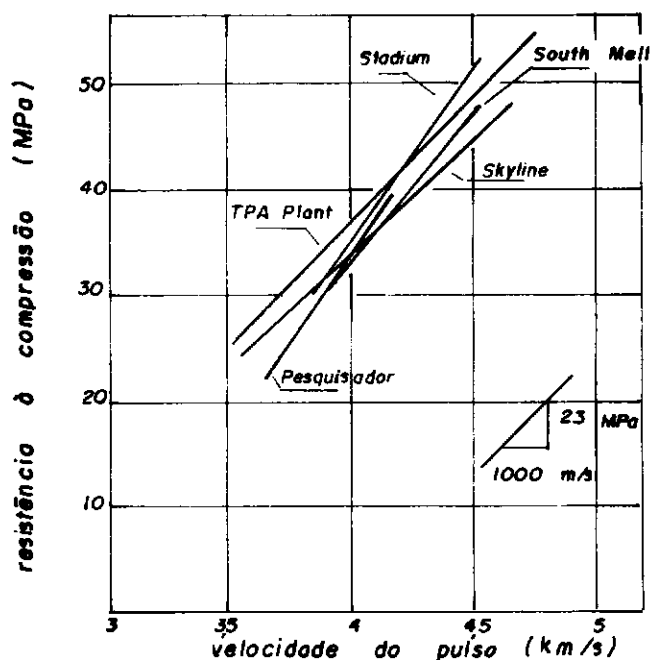


fig. II 24— Curva de correlação de vários projetos utilizando a velocidade do pulso ultra-sônico para avaliar a resistência do concreto. (Jenkins 1985) (25) .

resistências são mais incertas que as das menores, o que sugere que o método é mais adequado para a detecção das variações de resistência no concreto fresco.

Devido ao número de fatores que influenciam os resultados do ultra-som, não constitui surpresa a não existência de relação padronizadas entre a velocidade do pulso e a resistência do concreto, embora JENKINS (25) tenha reunido curvas de alguns pesquisadores (figura II.24) e encontrado uma inclinação aproximadamente constante e em torno 21 a - 31,4 MPa/1000 m/s, sugerindo o uso do método para fins comparativos.

II.2.2 - Dureza Superficial

Este método baseia-se na análise do choque entre dois corpos, um fixo e outro em movimento. A partir do antigo método empírico de bater com um martelo de cabo longo e determinar a resistência pelo som obtido e pela altura a que o martelo subia após o choque, o engenheiro Ernst Schmidt desenvolveu o esclerômetro em 1948. Este teve seu uso difundido como ferramenta de teste. Com base no conceito que a dureza superficial do concreto relaciona-se com a sua resistência à compressão, apenas relações empíricas entre estas características têm sido desenvolvidas.

O método da dureza, em sentido geral, é largamente usado em todo o mundo na prática diária do concreto, sendo encontrados numerosos trabalhos publicados sobre seu uso em circunstâncias específicas.

No método da reflexão por choque, mede-se a energia remanescente em relação à energia incidente do elemento móvel. A condição do ensaio é que toda a energia incidente sobre o elemento fixo torne-se energia de deformação e que a energia cinética após o choque pertença exclusivamente ao elemento móvel. A resistência do elemento será tanto maior quanto maior a distância a que for refletido o corpo após o choque.

No método da impressão é obtida a fração da energia total do elemento móvel transformada em energia de deformação permanente do elemento fixo, medindo-se o diâmetro da impressão que a esfera deixou na superfície após o choque. Este diâmetro da impressão dá uma informação da dureza superficial do concreto e a resistência é tanto mais alta quanto menor é o diâmetro da impressão.

O método da dureza superficial pode ser usado para avaliar a uniformidade do concreto, comparar a qualidade do concreto com a especificada ou para uma estimativa de resistência do concreto. Nos dois primeiros casos, ele é usado comparativamente com o concreto considerado padrão normal ou aceitá-

vel. Sua aplicação para avaliar a resistência do concreto depende da acurácia do estabelecimento de uma correlação entre a dureza e a resistência à compressão. Numerosos fatores influenciam esta correlação e alguns pesquisadores crêem ser possível aplicar coeficientes de correção para os mais importantes, embora, a partir de certo número, estes tornem a estimativa pouco acurada, já que não é considerada uma possível interação dos diversos fatores.

Como fatores que influenciam o índice esclerométrico podem ser citados:

a) tipo de cimento

A influência da finura do cimento não é muito grande e pode até ser desprezada, mas variações na composição química geram diferenças maiores, para as quais o esclerômetro deve ser recalibrado.

b) teor de cimento

O teor de cimento influencia a calibração mas o erro em estimar a resistência com uma variação no teor de cimento não parece exceder $\pm 15\%$. Mais altos teores tendem a indicar resistência mais baixas que o seu valor real, enquanto que os mais baixos tendem a indicar resistências mais altas.

c) tipo de agregado

Os agregados normais levam a correlações semelhantes. Já os agregados leves requerem calibração especial, como a apresentada por MOMMENS (44).

d) tipo e geometria da superfície

As medidas de dureza superficial do concreto são significativas somente quando executadas em concretos com superfície pouco porosa. Para concretos com superfície muito porosa, como blocos de alvenaria, concretos com falhas, sem furos ou gravemente erodidos, o método torna-se inadequado.

As superfícies resultantes do lançamento em formas não absorventes dão índices esclerométricos diferentes daquelas obtidas a partir de formas absorventes. De acordo com o tipo de material absorvente utilizado na forma, diferentes durezas superficiais podem ser medidas. As superfícies convexas conduzem a leituras menores que em superfícies planas.

e) condições de umidade

As superfícies úmidas dão origem a uma subestimação da resistência do concreto se a calibração foi feita em condições drenadas. No concreto estrutural o erro resultante pode ser maior que 20% e será tanto maior quanto mais porosa for a superfície.

f) idade do concreto

Segundo 43 CND-FINAL RECOMMENDATION (70), para concretos muito jovens (menos que 14 dias) o método requer calibração especial. De acordo com a Norma Brasileira (76), devido à diferença de cura, ocorrem distorções entre as correlações obtidas sob condições de cura normalizadas em concretos com 28 dias e resultados obtidos em concretos com idades inferiores a sete dias. Para concretos com mais de 2 meses, ambos os trabalhos indicam a necessidade de curvas de calibração especiais. Isto é devido principalmente à carbonatação. Ensaio em concretos carbonatados levam a uma superestimativa de resistência que pode atingir 50%, conforme citado em ambas as referências. O trabalho de 43 CND-FINAL RECOMMENDATION (70) sugere a possibilidade de quantificar a influência da carbonatação removendo a camada carbonatada, fazendo nova medição e comparando os índices de dureza obtidos.

g) condições de cura

Concretos com cura úmida tem índice esclerométrico diferente do curado ao ar (43 CND-FINAL RECOMMENDATION (70))

Das curvas obtidas por alguns pesquisadores, JENKINS (25) encontrou uma variação aproximadamente constante de 1,7 MPa por diferença unitária do índice esclerométrico avaliando concretos similares. Já que, como pode ser visto na figura II.25, nas resistências mais baixas a diferença entre as curvas atinge 13,8 MPa e nas mais altas ultrapassa 20,7 MPa, não há como estabelecer uma curva de correlação única. Na ASTM C805 (73) é mencionado que, para um único operador, com confiabilidade de 95%, o índice esclerométrico deve diferir de mais de 2,5 para indicar diferentes resistências do concreto. A partir deste valor e da inclinação constante acima mencionada, JENKINS (25) concluiu que o método não detecta diferenças de resistência inferiores a 4,5 MPa.

Para avaliar a resistência do concreto de uma estrutura, em lugar de se usar curvas de calibração obtidas a partir de ensaios em cilindros padronizados, curados em condições de laboratório, dever-se-ia utilizar curvas originadas de ensaios em testemunhos da própria estrutura.

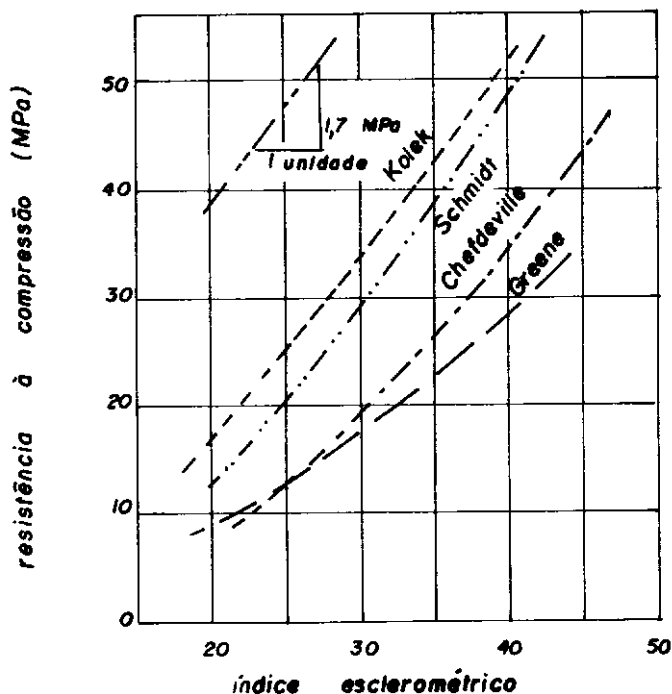


fig. II 25. Curvas de correlação entre índice esclerométrico e resistência à compressão do concreto obtidas por diferentes pesquisadores.

(JENKINS, 1985) (25)

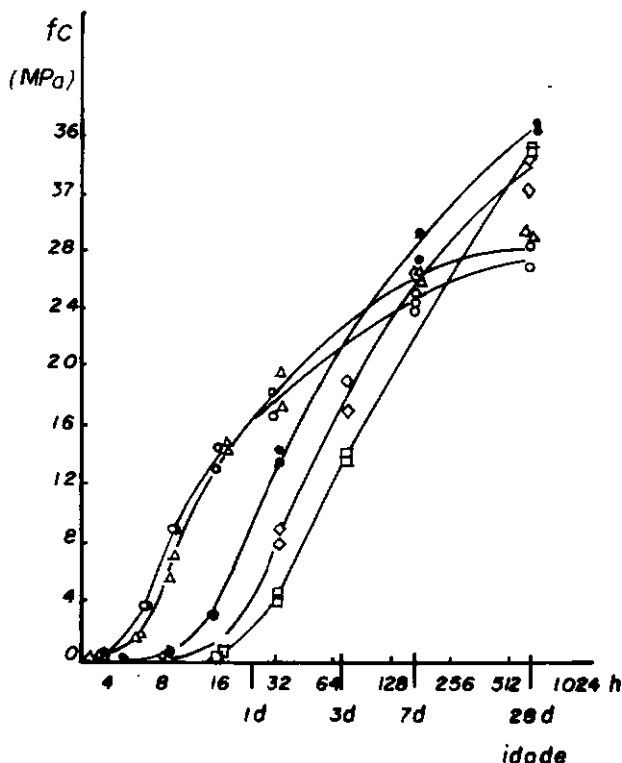
II.2.3 - Método da Maturidade

O princípio do método da maturidade é que a resistência varia como uma função do tempo e temperatura de concreto. Segundo HULSHIZER, EDGAR, DANIELS, SUMINSBY e MYERS (24), embora os conceitos do método sejam reconhecidos como um meio aceitável de estimar a resistência do concreto em sito desde 1951, somente após o advento dos medidores de maturidade o método tem sido utilizado de modo prático nas construções.

As equações de maturidade relacionam o aumento da resistência do concreto com o produto do tempo e temperatura menos a temperatura-base, que é aquela em que o concreto não ganha resistência com o tempo. MALHOTRA (41) notou que dentro de estreitos limites de tempo (de 3 a 28 dias) e de temperatura (de 15 a 27°C), o conceito de maturidade pode ser usado com vantagem para estimar a resistência do concreto, pois o processo de hidratação do cimento é influenciado pela temperatura e esta influência pode ser considerável, particularmente durante o estágio inicial (figura II.26).

Existe um grande número de funções de maturidade (ver na figura II.27) sendo a primeira delas introduzidas por Nurse. Segundo MALHOTRA (42) as duas funções de maturidade comumente usadas para estimar a resistência do concreto são a de Saul-Nurse (mais adequada quando o concreto é curado entre 10 e 30°C) e a de Arrhenius (aplicável a uma faixa mais ampla de temperaturas). O que há de comum em todas as funções propostas é que somente as variações da temperatura interna de concreto são levadas em conta, não sendo consideradas variações - no cimento ou traço do concreto.

Resultados de estudos variando-se apenas a temperatura de cura (figura II.28) ou variando-se tipo de cimento, agregados, fator água/cimento (ver PARSONS e NAIK (50)) levaram à conclusão de que, para cada tipo de concreto e valor da temperatura de cura, existe uma diferente correlação entre maturidade e resistência do concreto.



○ temp = 30 – 40°C

△ temp = 30 – 35°C

● temp = 18 – 20°C

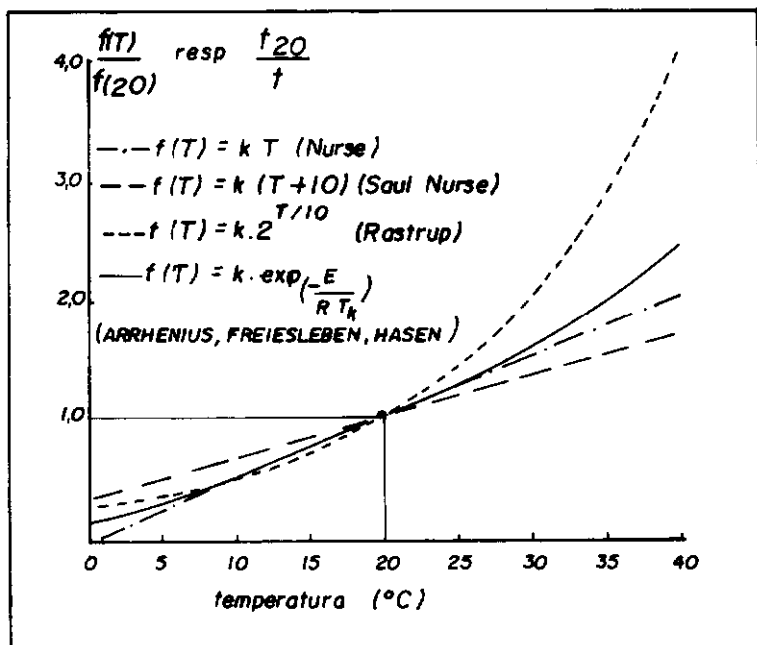
◇ temp = 10 – 16°C

□ temp = 9 – 11°C

$\frac{w}{c} = 0,58$, cimento Portland comum

Prismas 100 x 100 x 400 mm cura úmida.

fig. II.26. Evolução da resistência à compressão do concreto (f_c) com idade para diferentes temperaturas de cura. (42 CEA COMMISSION, 1981) (68).



k = constante de proporcionalidade.

T = temperatura em °C.

T_k = temperatura em °K.

E = energia de ativação em kJ/mol

se $T \geq 20$ °C $E(T) = 33,5$

se $T < 20$ °C $E(T) = 33,4 + 1,47 \times (20 - T)$

R = constante universal do gás.

t_{20} = idade equivalente à temperatura de 20 °C

(modo de calcular t_{20} ver referência).

fig. II 27. Comparação de diferentes funções de maturidade. (42 CEA COMMISSION 1981) (68).

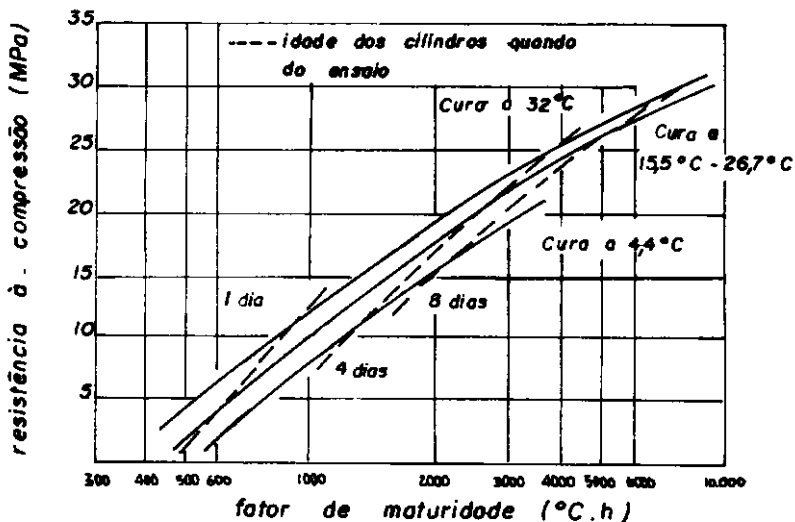


fig. II.28. Efeito da variação de temperatura de cura sobre a relação entre o fator de maturidade e a resistência à compressão do concreto.

(Hulshizer et alii, 1984) (24)

O método apresenta a vantagem de ser aplicável em áreas onde o acompanhamento da evolução da resistência é importante e que são inacessíveis para medição por outros métodos - não-destrutivos (ver HULSHIZER, EDGAR, DANIELS, SUMINSBY e MYERS (24)).

II.3 - Métodos de ensaio parcialmente destrutivos

São considerados como métodos de ensaio parcialmente destrutivos aqueles que, embora não causando problemas quanto à estabilidade do elemento sob teste ou da estrutura como um todo, deixam danos locais que devem ser reparados.

II.3.1 - Extração de testemunhos

Devido às diferenças entre a resistência do concreto dos corpos de prova e da estrutura, em casos de dúvidas ou ainda de não existência de dados quanto à resistência do concreto da estrutura em estudo, testemunhos são extraídos e ensaiados segundo norma. Mas, para que estes forneçam valores e dispersões razoáveis, alguns aspectos devem ser levados em consideração, a saber:

a) razão comprimento/diâmetro

De acordo com as normas, os testes de compressão são executados em corpos de prova com razão comprimento/diâmetro igual a 2, sendo o diâmetro de 150 mm. O ideal seria termos testemunhos com estas dimensões mas, na prática, as unidades estruturais têm mais frequentemente espessura em torno de 100 mm. Devido à influência da razão comprimento/diâmetro nos resultados dos ensaios (figura II.29), foram estabelecidos fatores de correção a serem usados quando a razão c/d for diferente de 2. Nas Normas NBR7680 e ASTM C42, por exemplo, os valores indicados estão reunidos na tabela abaixo:

razão c/d	ASTM C42	NBR7680
1,00	0,87	0,83
1,25	0,93	0,89
1,50	0,96	0,93
1,75	0,98	0,97
2,00	1,00	1,00

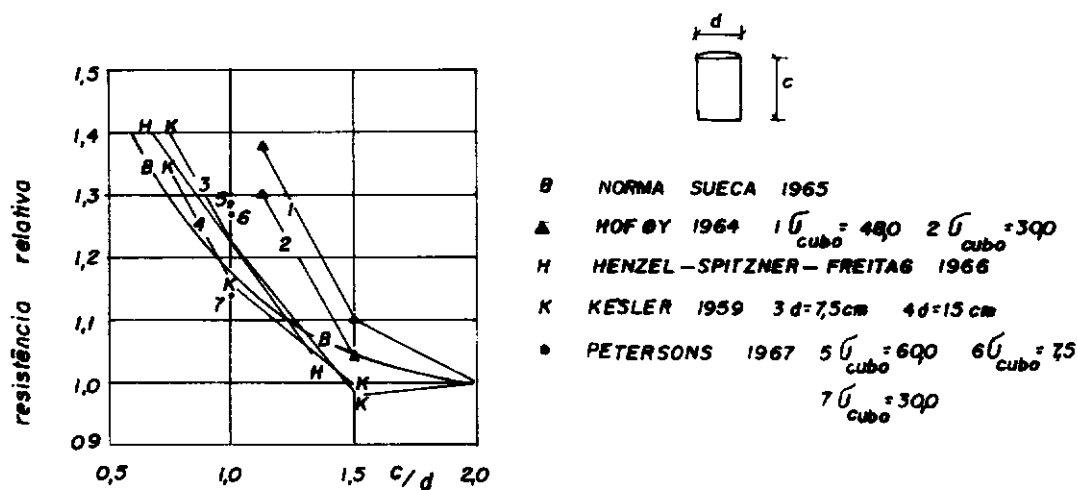


fig. II 29. Variação da resistência à compressão relativa dos testemunhos com o razão comprimento / diâmetro.

(Petersons, 1971) (56).

	posição da barra de aço		⊖	⊕	⊖	⊕
cilindro moldado		\bar{x} R n	0,92 0,71 112 3	0,97 111 3	0,96 100 2	0,96 102 2
		\bar{x} R n	0,98 0,97 0,99 2	0,99 — 1	—	—
testemunha		\bar{x} R n	0,99 — 1	1,00 — 1	0,99 — 1	0,98 — 1
		\bar{x} R n	0,94 — 1	0,94 — 1	0,92 — 1	0,91 — 1

n = número de trabalhos de onde foram obtidos valores de resistência relativa.

R = intervalo de variação dos valores obtidos nos trabalhos consultados

\bar{x} = valor médio das resistências relativas, citadas nos trabalhos consultados.

fig. II 30. Resistência de cilindros moldados e testemunhos ensaiados à compressão com pedaços de armadura em seu interior em relação à resistência dos mesmos ensaiados sem a presença dos pedaços de armadura.

(Kasai e Matui, 1979) (29).

b) presença de pedaços da armadura

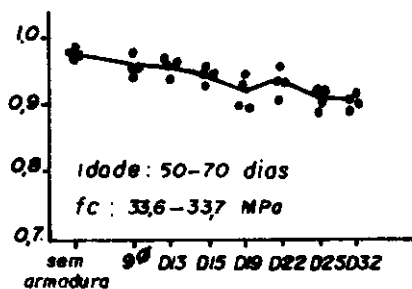
Se alguns dos testemunhos sujeitos ao teste de compressão contêm partes da armadura na direção perpendicular à de aplicação da carga seu efeito pode ser desprezado ou, se possível, deve-se cortar a parte que o contém. Segundo PETERSONS (56), o ensaio executado com a presença de armadura na posição descrita acima leva a um leve decrescimo na resistência (em torno de 4%) e a um aumento da dispersão, o qual pode ser contornado com o aumento do número de testemunhos extraídos. Já segundo MALHOTRA (41), como os resultados apresentados por diferentes autores não concordam quanto ao efeito da armadura, o pedaço que a contém deve ser cortado e deve-se utilizar o fator de correção para corrigir a razão c/d resultante do corte. De KASAI e MATUI (29) apresentamos a figura II.30 3 de KEMI e HIRAGA (31) a figura II.31); em que são mostrados - os resultados de ensaios realizados em cilindros e testemunhos contendo armadura. Por estes, podemos observar a influência não só da presença da armadura mas também de sua posição dentro do testemunho e do diâmetro das barras.

c) extração dos testemunhos

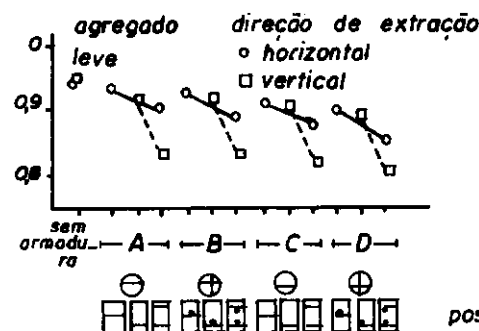
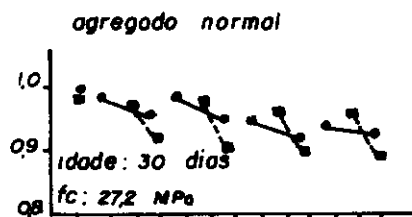
Sem a contenção lateral da argamassa, as partículas do agregado graúdo situadas no bordo são empurradas para fora na hora do ensaio de compressão, provocando redução na resistência final. Também o efeito da velocidade de extração sobre o testemunho foi estudado por KEMI e HIRAGA (31), que encontraram maiores danos causados aos testemunhos nas menores velocidades de extração, tanto para concreto normal como para concreto leve (figuras II.32 e II.33).

d) resistência do concreto

A tabela II.1 mostra um resumo, apresentado por MALHOTRA (41), dos valores obtidos por PETERSONS. Nela vemos as reduções na resistência do concreto alcançarem até 15% no



efeito do diâmetro da borra, considerando-se somente agregado normal.



posição da barra da armadura.

fig. II 31. Taxa de resistência à compressão de testemunhos com pedaços de armadura em relação à resistência à compressão de prismas.

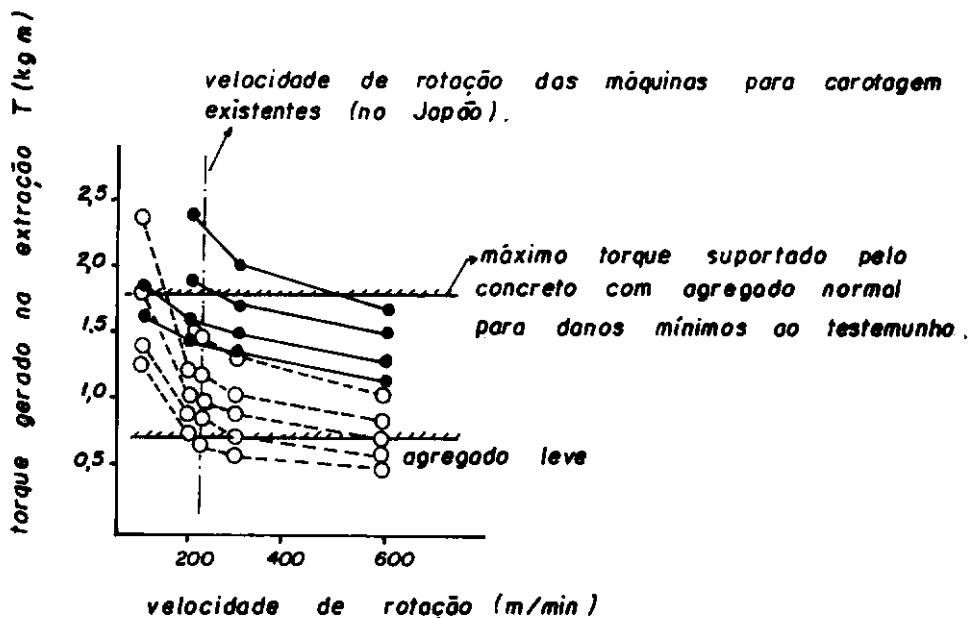


fig. II 32. Relação entre a velocidade de rotação na extração de testemunhos e o torque gerado quando da extração. (Kemi e Hiraga, 1979) (31)

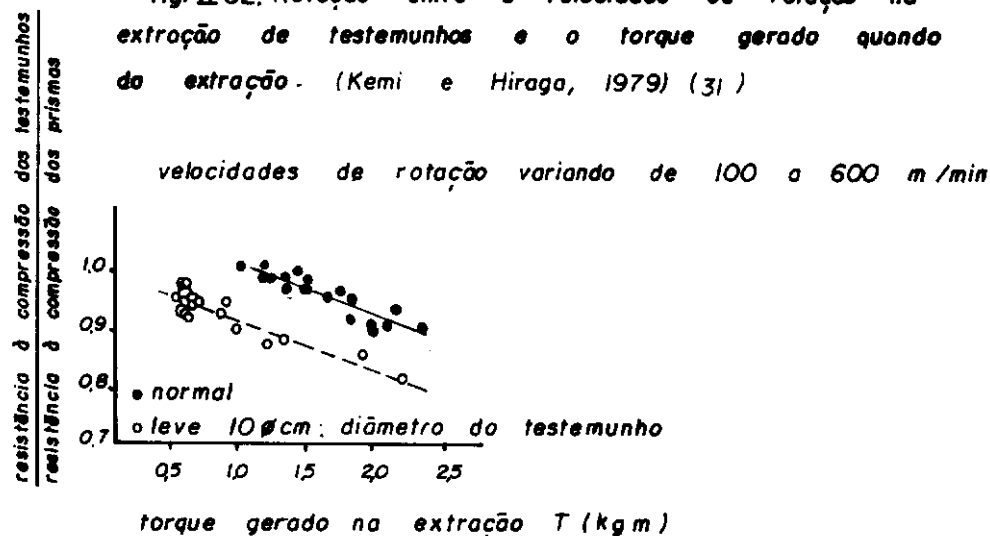


fig. II 33. Relação entre o aumento do torque gerado na extração do testemunho e a redução de resistência do mesmo. (Kemi e Hiraga, 1979) (31).

tabela II.1 - Efeito do nível de resistência do concreto sobre a resistência do testemunho.

Nível de resistência (MPa)	Redução da resistência do concreto na estru <u>t</u> ra, avaliada por teste <u>m</u> unhos (%)
21	5
28	10
42	12,5
49	15

(MALHOTRA, 1979) (41)

mais forte. Supõe-se que a causa disto seja a maior resistência do concreto à extração, a qual acarretaria microfissuras e outros danos no concreto do testemunho.

e) direção de extração

MALHOTRA (41) atribui diferenças encontradas - por PETERSONS nas resistências de testemunhos extraídos horizontalmente e verticalmente em colunas às dimensões das peças utilizadas. Em concordância com PETERSONS, temos em KASAI e MATUI (29) a figura II.34 em que pode ser notada a maior resistência dos testemunhos extraídos paralelos à direção de - concretagem.

f) diâmetro do testemunho

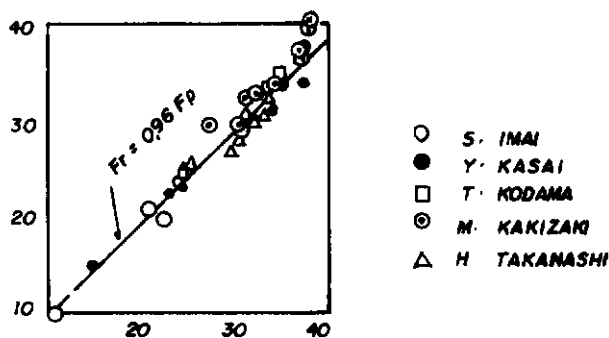
O uso de diâmetro reduzidos é desaconselhavel , pois a resistência do testemunho é influenciada pelo tamanho máximo do agregado e a razão entre o diâmetro do testemunho e o diâmetro do agregado deve ser no mínimo 3. Os resultados - obtidos por PETERSONS (55) mostram um aumento da dispersão - dos valores com relação à redução do diâmetro dos testemunhos (figuras II.35 e II.36).

Os resultados de MALHOTRA (41) mostram a mesma coisa e comprovam a teoria segundo a qual o desvio padrão se rá reduzido ao aumentar o número de testemunhos extraídos de modo que o somatório das áreas das seções dos testemunhos de menor diâmetro seja idêntico ao dos de diâmetro padronizado.

No trabalho de RAMIREZ e BARCENA (58) encontramos a tabela II.2, onde pode ser verificada a influência da - direção de extração e do diâmetro dos testemunhos.

Muito importante para obterem-se valores significativos no ensaio de compressão usando testemunhos é o cumprimento dos requisitos quanto à forma e ao acabamento dos mesmos. Os extremos devem ser essencialmente planos, perpendiculares ao eixo longitudinal e do mesmo diâmetro do corpo do

Resistência dos testemunhos ex-
traídos perpendicularmente à
direção de lançamento do con-
creto. (MPa)



Resistência dos testemunhos extraídos para-
lelamente à direção de lançamento do concreto (MPa).

fig. II 34. Efeito da direção de extração dos tes-
temunhos sobre a resistência à compressão dos mes-
mos. (KASAI e NATUI, 1979) (29)

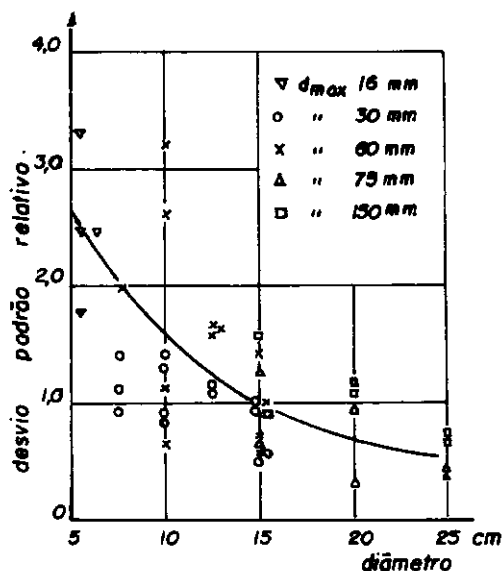


fig. II 35. Dispersão da resistência obtida em tes-
temunhos de diversos diâmetros expressa em rela-
ção ao desvio-padrão para testemunhos de 15 cm
de diâmetro. (PETERSONS, 1971) (56)

tabela II.2 - Influência do diâmetro e da direção de extração na resistência dos testemunhos.

	cilindros moldados $\varnothing=15$ cm h=30 cm	testemunhos $\varnothing=15$ cm h=30 cm		testemunhos $\varnothing=10$ cm h=20 cm		testemunhos $\varnothing=5$ cm h=10 cm	
		hor.	ver.	hor.	ver.	hor.	ver.
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Resistência média (MPa)	10,2	10,9	11,0	11,5	10,9	10,8	9,9
Coefic. de Variação(%)	8,7	6,1	10,1	9,6	8,5	18,4	15,0
Resistência/I	1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,0
Resistência média (MPa)	12,6	14,1	14,9	14,2	14,9	13,8	13,2
Coefic. de Variação(%)	10,2	6,6	7,3	8,4	8,8	14,7	32,0
Resistência/I	1	1,1	1,2	1,1	1,2	1,1	1,1
Resistência média (MPa)	19,4	21,0	22,9	19,8	23,9	19,2	20,4
Coefic. de Variação(%)	5,8	3,5	7,0	9,2	9,6	15,0	17,2
Resistência/I	1	1,1	1,2	1,0	1,2	1,0	1,1

(RAMIREZ e BARCENA, 1979) (58)

testemunho. Para atingir as exigências de norma pode ser necessário utilizar acabamento das superfícies ou corte das mesmas. KOPF, COOPER e WILLIAMS (33) apresentam alguns casos práticos de resultados deturpados pelo mal acabamento dos testemunhos.

Os furos deixados nos elementos estruturais submetidos a este método de ensaio são preenchidos e a peça volta a trabalhar com mínima redução da capacidade (ver CALAVERA, APARÍCIO, DELIBES e GONZALEZ ISABEL (11)).

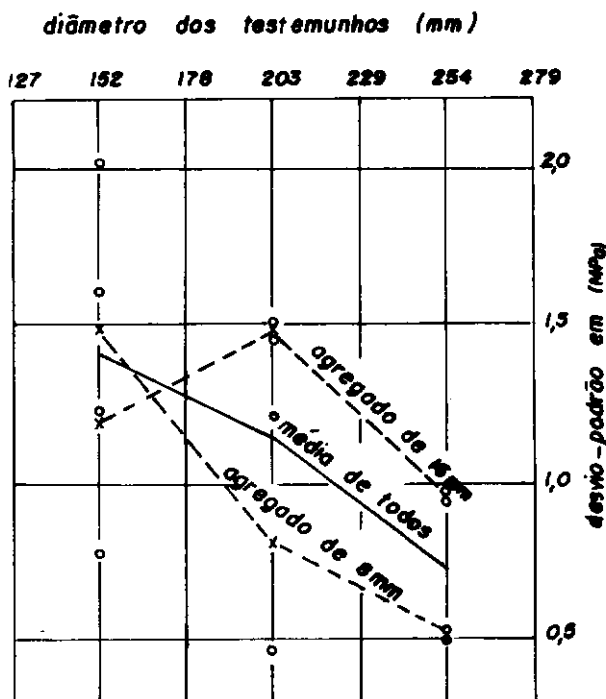


fig. II 36. Relação entre o desvio-padrão dos resultados dos ensaios e o diâmetro dos testemunhos.

(MALHOTRA, 1977) (41).

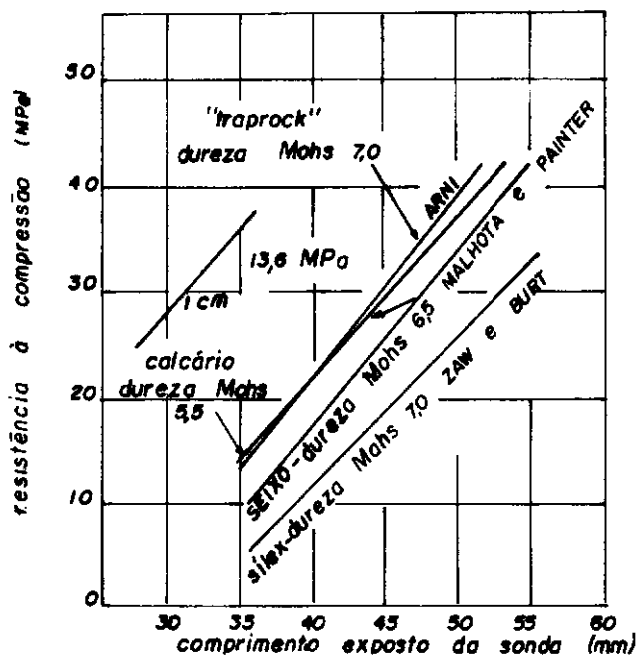


fig. II 37. Curvas de correlação entre a penetração das pnos e a resistência do concreto obtidas por vários pesquisadores. (JENKINS, 1983) (25)

II.3.2 - Penetração de pinos

O uso do teste de penetração de pinos, normalizado como teste parcialmente destrutivo, foi desenvolvido na primeira metade dos anos 60 e é conhecido como Sistema de Teste - da Sonda de Windsor. Ele consiste no disparo de um pino de aço de encontro à superfície do concreto usando uma carga de pólvora controlada. O comprimento exposto do pino é medido e a penetração correlacionada com a resistência à compressão do do concreto.

O único fator normalmente citado como alterador de resultados é o tipo (dureza) do agregado. Em vista disto, JENKINS (25), reunindo curvas de calibração para concretos com agregados de diferentes graus de dureza, encontrou a inclinação aproximadamente comum de 13.6 MPa/cm. (figura II.37). Pela ASTM (72) existe grande possibilidade de haver diferença entre concretos ensaiados quando as médias de comprimento exposto dos pinos diferem no mínimo de 0,41 cm. Isto, pela inclinação acima citada, corresponde a uma diferença de resistência de - 5.5 MPa.

Podem ocorrer erros devidos às variações na carga de pólvora (pouco provável) e também às condições de conservação do equipamento.

Este método apresenta as vantagens de maior rapidez, facilidade de utilização e menor custo, se comparado à extração de testemunhos, e menor influência do acabamento superficial, se comparado ao esclerômetro.

II .3.3 - "Break off"

Em 1977 pesquisadores da Norwegian Technical University, Research Institute for Cement and Concrete, desenvolveram e patentearam um método para determinação da resistência do concreto em sito, chamado "Break off", tendo seu equipamento melhorado em 1981/82. Pelo "Break off" é causada a ruptura por flexão da base de um elemento cilíndrico de concreto, paralela à superfície do mesmo. No caso de haver previsão para o ensaio, esse cilindro é obtido posicionando-se uma fôrma de plástico no momento da concretagem, que é removida após a cura do concreto. No caso contrário, a aparelhagem da figura II.38 é usada para formação deste cilindro. Quando do teste, e núcleo cilíndrico tem sua base rompida através da aplicação de uma força no topo do núcleo, paralelamente à superfície do concreto (figura - II.39). Esta força (ou a pressão no macaco usado) é relacionada, através de curvas de calibração, com a resistência à compressão de corpos de prova (figura II.40) ou de testemunhos. Na figura II.41 é apresentada uma única curva de calibração obtida a partir de ensaios de corpos de prova de concreto em que foram usados diferentes valores de fator água/cimento e de diâmetro - máximo do agregado.

Nas figuras II.42 e II.43 são mostrados resulta-dos de concretos com diferentes valores de teor de cimento. Esses resultados parecem mostrar que esse parâmetro não influencia a correlação "break off"- resistência à compressão de testemunhos de concreto. Comparando-se estas figuras, pode-se observar que o método de obtenção do cilindro para o ensaio "break off" influencia os resultados.

Segundo o que foi apresentado por JOHANSEN e - JORGENSEN (27) (figuras II.44 e II.45) o "break off" reflete - bem a influência das condições de cura.

Os resultados dos ensaios não sofrem influência - das condições da superfície, devido ao ensaio acontecer 70 mm -

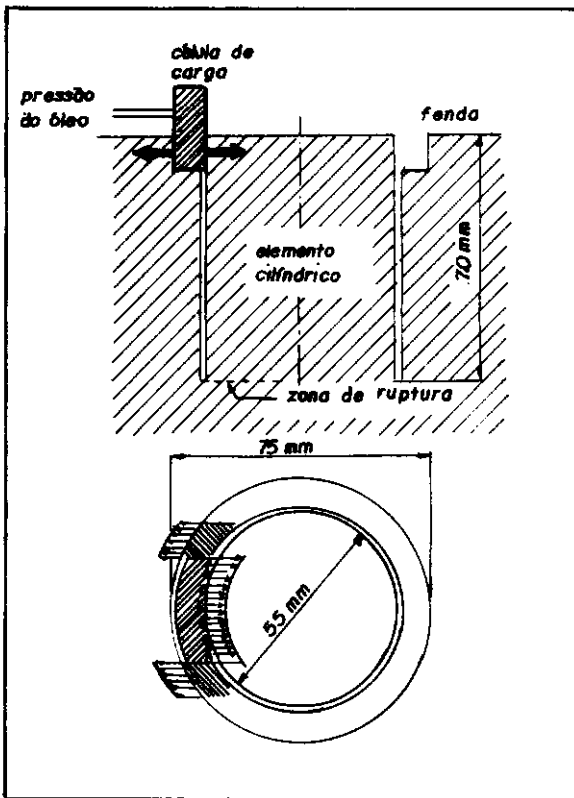


Equipamento para corte do
elemento cilíndrico no concreto endure-
cido.

(Carlsson et alii, 1984) (12).

fig. II 39
Princípio do teste "break-off"

(Johansen, 1979) (26)



„fig. II 40. Relação entre resultados do break off" e a resistência à compressão.

(Dahl Jorgensen e Johansen, 1984) (18)

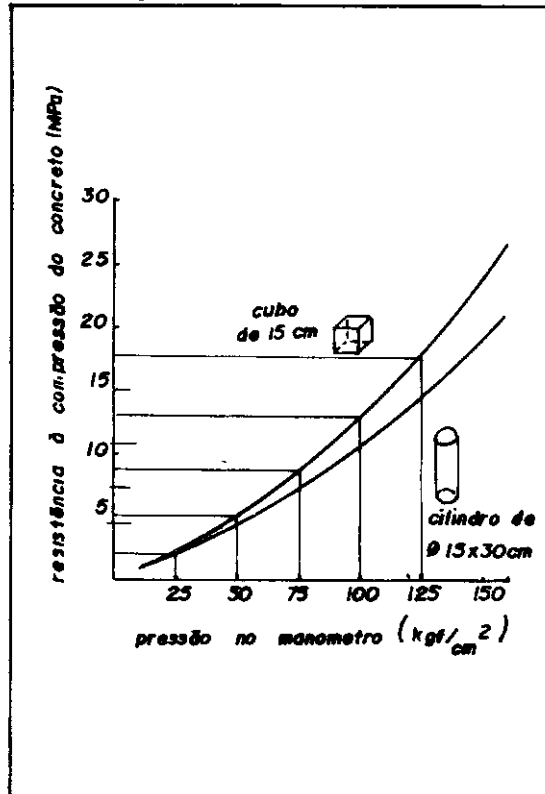
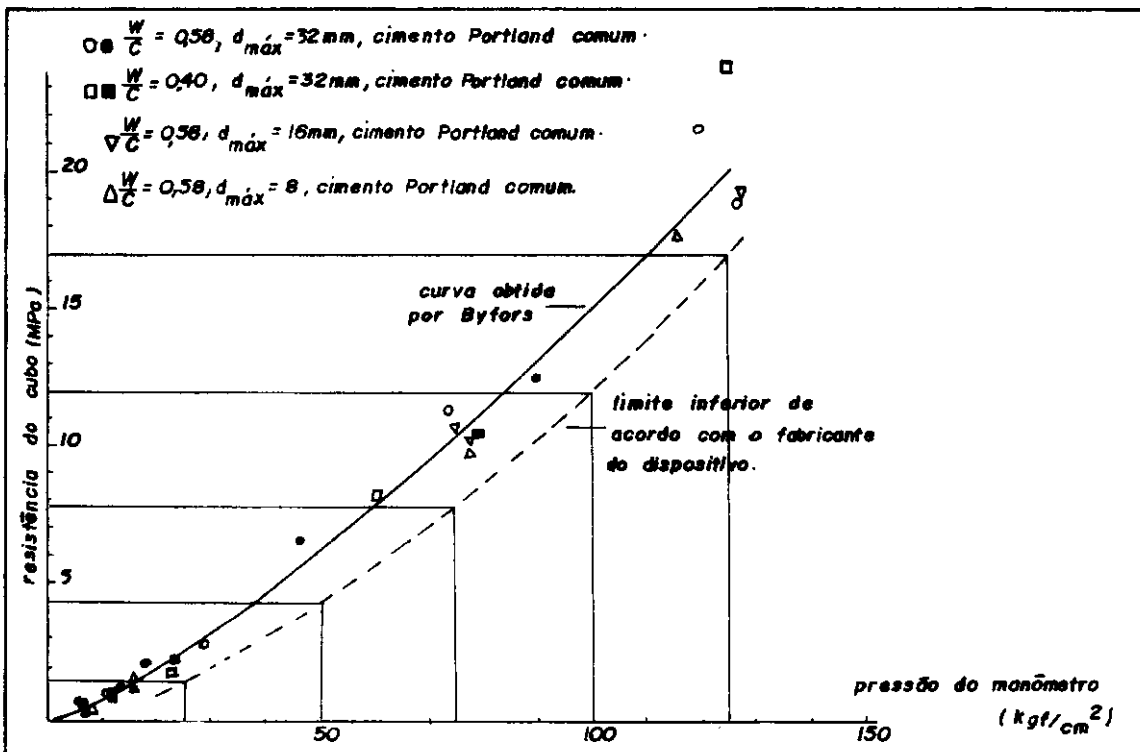


fig. II 41. Relação entre a resistência do cubo e a pressão no monômetro para resistências abaixo de 20 MPa

(42 CEA COMMISSION 1981) (68)



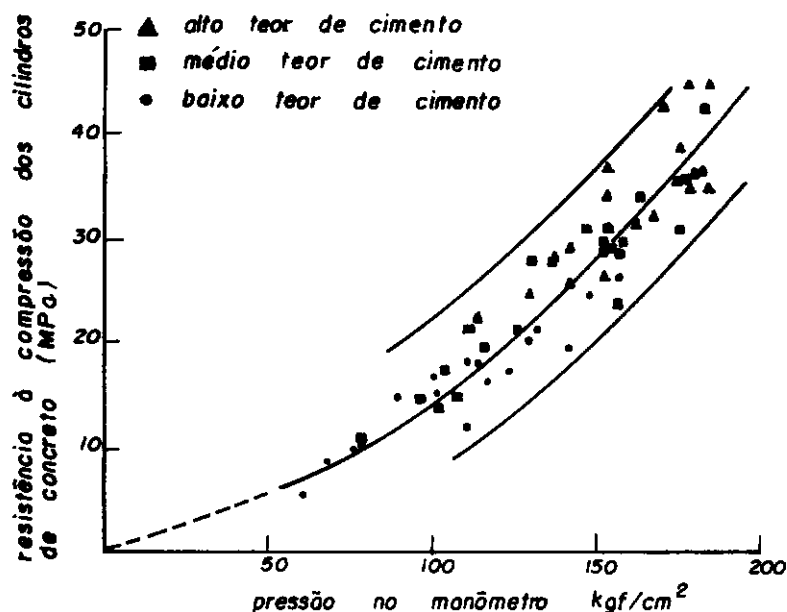


fig. II 42. Relação entre a pressão no manômetro e a resistência à compressão dos cilindros de concreto moldados no concreto fresco.

(JORGENSEN e DAHL-JORGENSEN, 1979) (28)

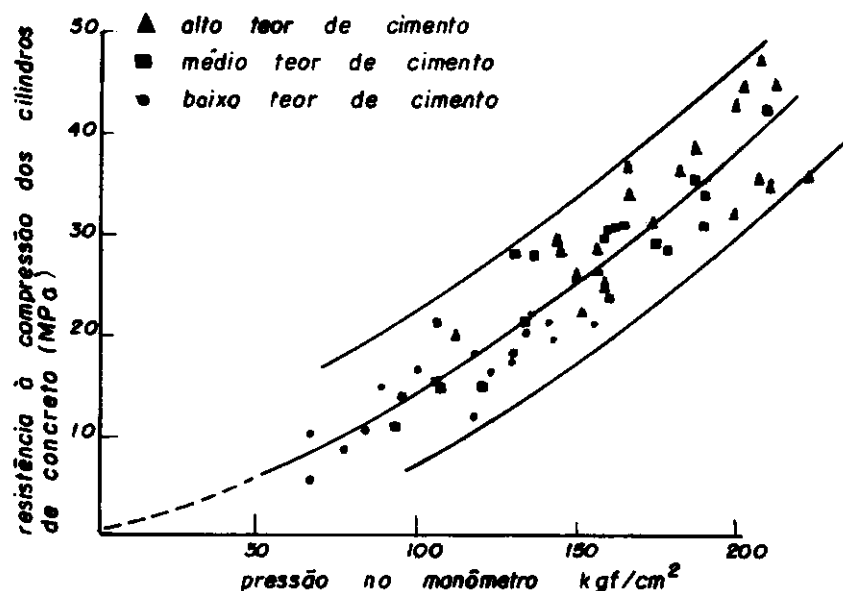


fig. II. 43. Relação entre a pressão no manômetro e a resistência à compressão do cilindro de concreto cortado no concreto endurecido.

(JOHANSEN e DAHL - JORGENSEN, 1979) (28)

média dos resultados de um dia

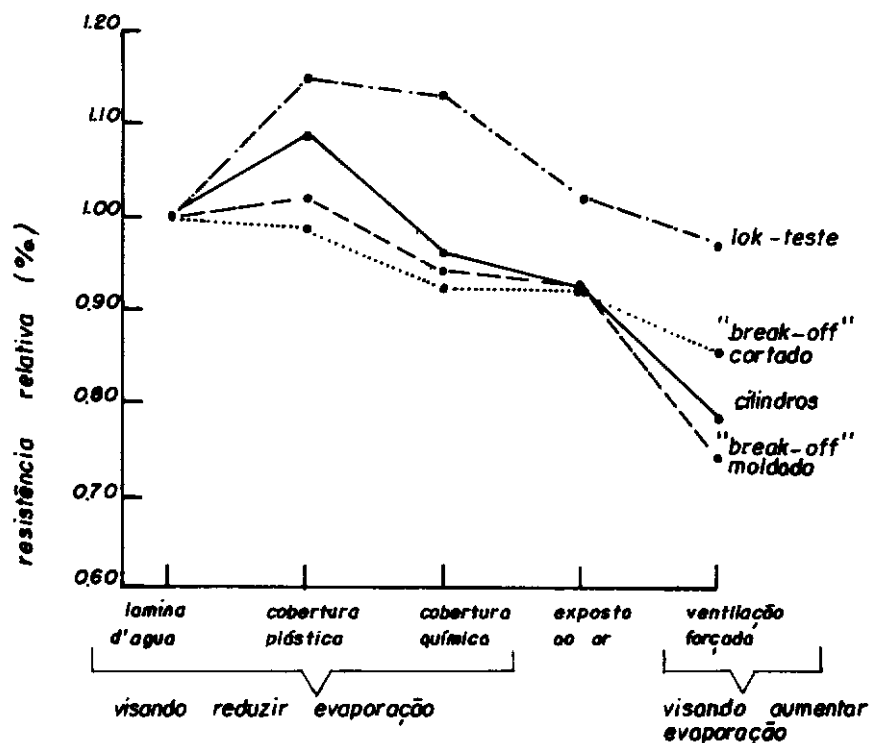


fig. II 44. Capacidade do "break-off" em detectar a influência das condições de cura na resistência do concreto com um dia de idade. (Johansen e Dahl-Jorgensen, 1979) (28).

média dos resultados de 7 e 28 dias.

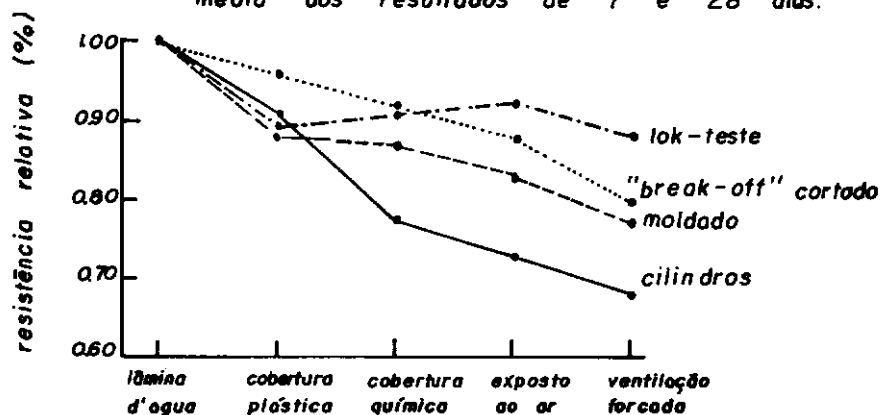


fig. II 45. Capacidade do "break-off" em detectar a influência das condições de cura na resistência do concreto com 7 e 28 dias de idade.

(Johansen e Dahl-Jorgensen, 1979) (28).

abaixo dela. Os núcleos cilíndricos obtidos podem ser usados como testemunhos depois de aplainados e capeados.

II.3.4 - "Pull off"

O teste "pull off", como um meio de prever a resistência à compressão do concreto, foi desenvolvido por Long em 1974. Uma placa circular de aço é colocada com resina epóxica à superfície do concreto (figura II.46), resina esta com resistência à tração superior à do concreto. Após decorrido tempo suficiente para cura da resina, uma fôrça de tração é aplicada na placa e aumentada gradativamente até que haja o arrancamento de um pedaço do concreto mais ou menos com o mesmo diâmetro da placa. Deste modo pode-se calcular a resistência à tração do concreto f_t , que é correlacionada com sua resistência à compressão f_c .

Assim sendo, todos os fatores que afetam a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão influenciam também os resultados do teste. Segundo LONG e MURRAY (35) são os seguintes fatores que afetam a relação f_t/f_c :

a) idade do concreto

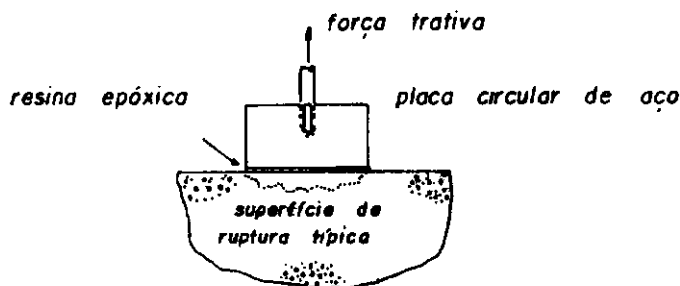
A relação f_t/f_c diminui a medida que a idade aumenta, embora não haja consenso em relação a quanto. Há entre tanto indicações de que se pode usar uma única curva de calibração para idades entre poucos dias e 28 dias.

b) tipo e tamanho do agregado

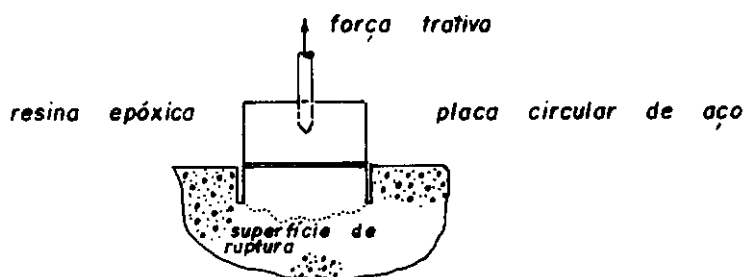
Com base nos estudos feitos com diversos tipos de agregados (basalto, granito, cascalho, arenito e calcário), é sugerido o uso de uma curva de calibração para o calcário e outra para os demais. No mesmo estudo foi verificada a influencia do tamanho do agregado sobre a relação f_t/f_c . Variações de até 20% foram verificadas entre concretos com diâmetro máximo de 10 mm e 20 mm (menor relação para maior agregado).

c) teor de ar

O aumento do teor de ar produz reduções na razão



(a) Aparelhagem para ensaio executado na camada superficial do concreto.



(b) Aparelhagem para ensaio executado em camadas mais internas do concreto

fig. II. 46 - Aparelhagem do "Pull-off". (LONG e MURRAY, 1964) (35).

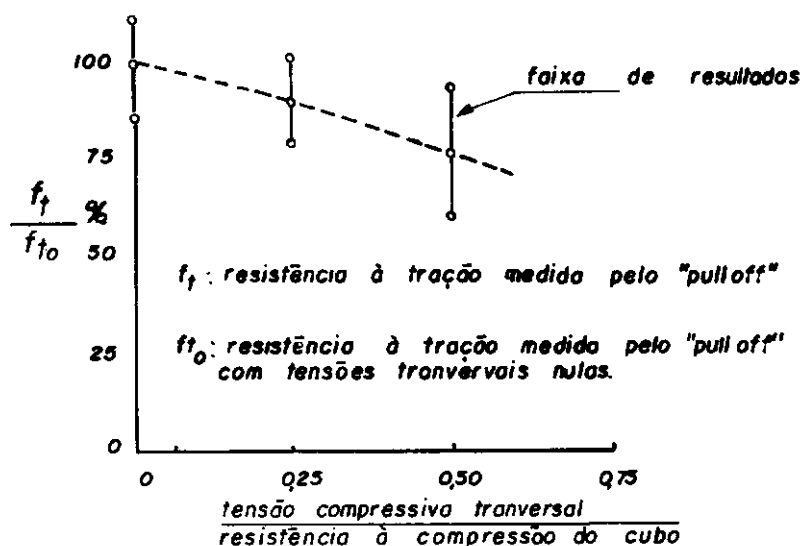


fig. II 47 - Influência da tensão compressiva transversal sobre a resistência à tração medida pelo "pull-off"

(LONG e MURRAY, 1964) (35)

f_t/f_c até de 15%. O uso genérico da calibração para concreto normal estaria a favor da segurança, fornecendo estimativas da resistência à compressão abaixo dos valores reais até 15%.

d) tensões de compressão perpendiculares ao eixo de aplicação do "pull off"

Estas tensões de compressão reduzem a resistência à tração medida pelo teste (figura II.47). Como o concreto em sito normalmente não está sujeito a altas tensões compressivas e, caso isto ocorra, os resultados estarão à favor da segurança, este fator não é considerado.

e) condições de cura

O concreto curado ao ar tem menor razão f_t/f_c que o concreto curado em água.

Os problemas causados pela carbonatação são superados pelo uso do "pull off" em camadas mais profundas, usando o esquema apresentado na figura II.46.b. Com o uso do teste a diversas profundidades foi encontrada a variação da figura II.48. O método aplicado a camadas mais profundas pode também funcionar para verificação de uma área reparada (LONG e MURRAY (35)).

Semelhantes a este método existem o Teste 007 (PETERSEN e POULSEN(53)) e o "Tear off" (STEHNÖ e MALL (61)), com o qual foram obtidas as relações da figura II.49 entre as tensões máximas alcançadas nos testes e as resistências do concreto à compressão e tração (direta, na flexão e por fendilhamento).

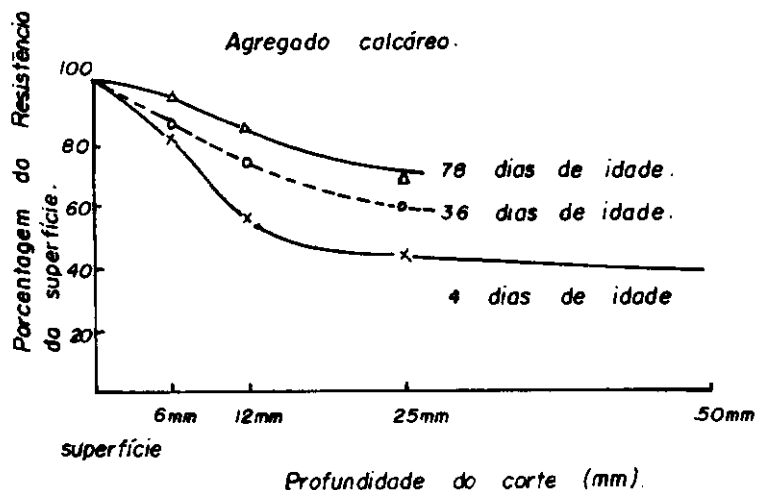
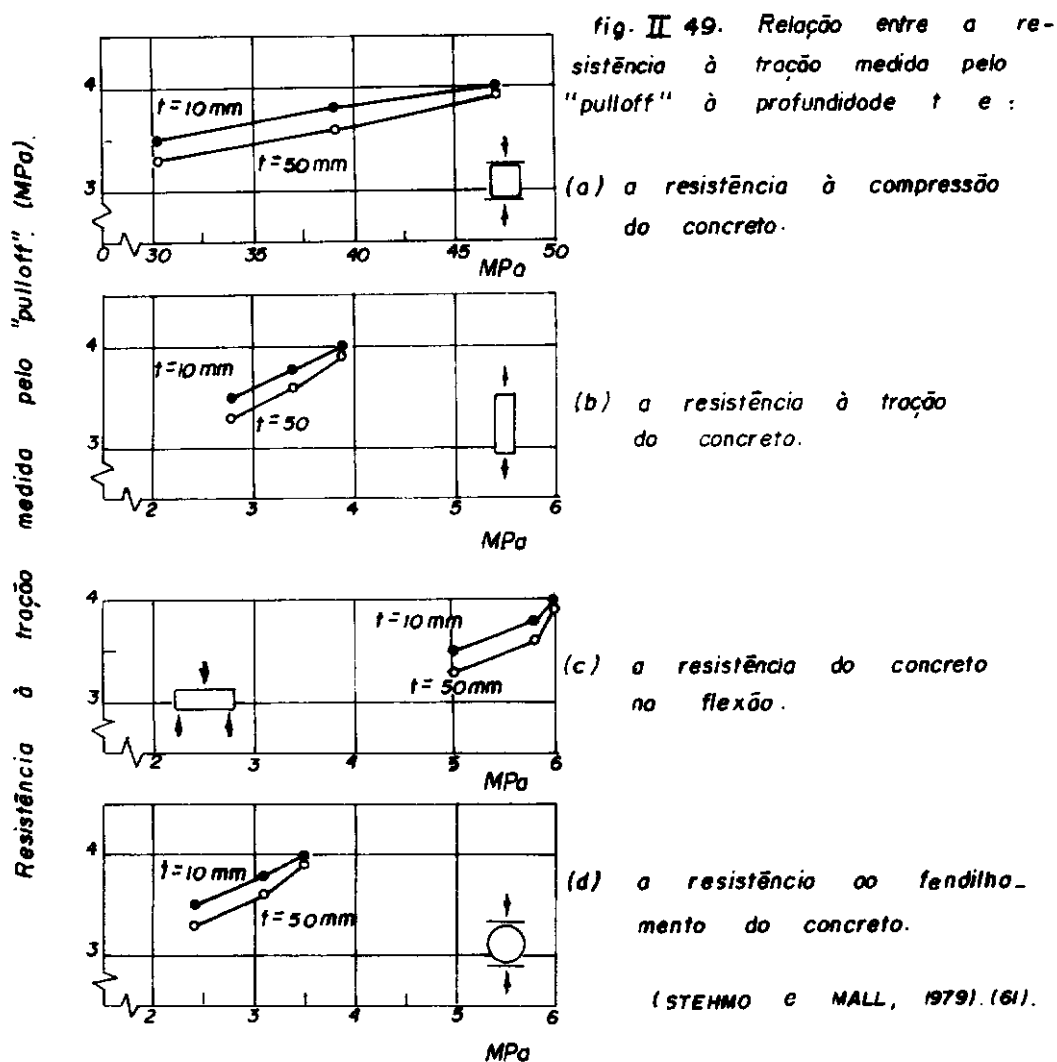


fig. II 48. Variação da resistência com a profundidade concreto com cimento aluminoso.



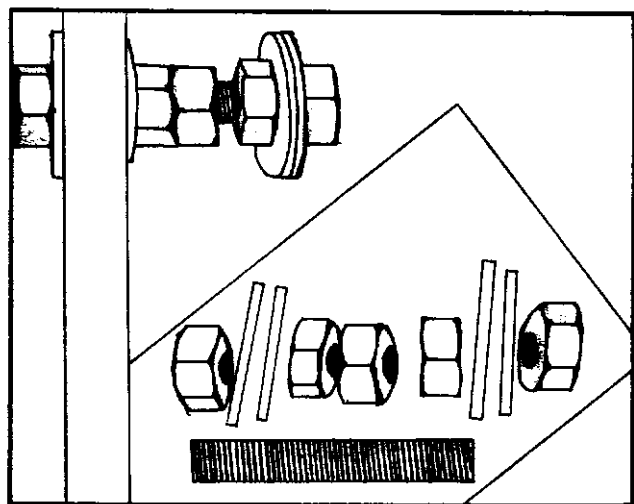
II .3.5 - "Pull out"

O "pull out" foi inicialmente proposto na URSS em 1934, mas o primeiro esforço para desenvolvê-lo como um método de teste normalizado tomou lugar em 1959, quando a Sociedade Dinamarquesa de Engenharias Química, Civil, Elétrica e Mecânica designou um grupo de trabalho sobre o controle do concreto, que concluiu pela necessidade de desenvolver um método efetivo para determinar a resistência do concreto em sito. O "pull out" mede, com o uso de um macaco hidráulico reagindo de encontro ao concreto por meio de um anel com geometria especificada, a força máxima necessária para arrancar um encaixe de aço de formato especial, cuja base alargada está embutida no concreto. Devido à sua forma, o encaixe traz consigo um tronco de cone do concreto. O encaixe pode ser obtido de diversas formas. Nos trabalhos de MALHOTRA (40) e BOCCA (6) usaram-se parafuso, porcas e arruelas (figura II.50), em outros trabalhos o encaixe da ASTM (figura II.51) ou o do LOK-test - uma variedade do teste "pull out" em que a haste é aparafusada à base do encaixe - (figura II.52), não tendo havido mudança na forma da superfície de ruptura (figuras II.53, 54 e 55).

Quanto à propriedade do concreto que é medida no ensaio, embora alguns pesquisadores discordem, uma boa parte deles acredita ser ou a própria resistência à compressão ou uma constante com ela relacionada, (como citado em BICKLEY (3)) sendo o "pull out" executado dentro das dimensões esquematizadas - na figura II.51.

Com base na variação de dimensões aceitas pela ASTM para o anel de reação e profundidade do "pull out", foi feito no estudo de STONE e GIZA (63) uma análise da influência da variação do ângulo 2α , usando os ângulos de 54° (mínimo da ASTM), 58° , 62° (ângulo do LOK-teste) e 70° (máximo da ASTM). - Foi encontrada uma significativa diferença entre a força média "pull out" do ângulo de 54° e a dos ângulos maiores. Em geral, a força "pull out" decresceu com o aumento de ângulo.

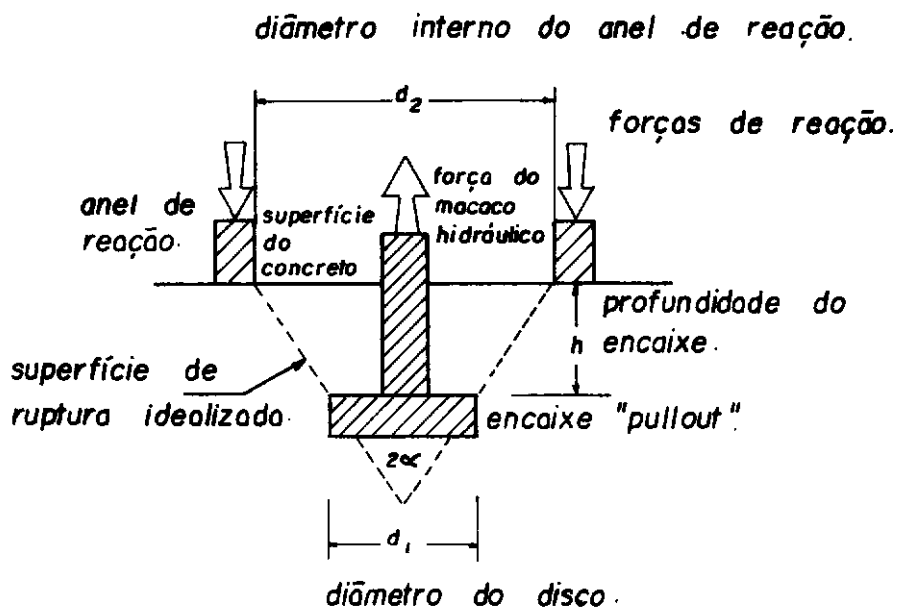
figura - II- 50.



Encaixe "pullout" criado usando-se parafuso, porcas e arruelas.

(Malhotra, 1975) (40).

figura - II- 51.



Representação esquemática do encaixe "pullout".

(Stone e Carino, 1983) (62).

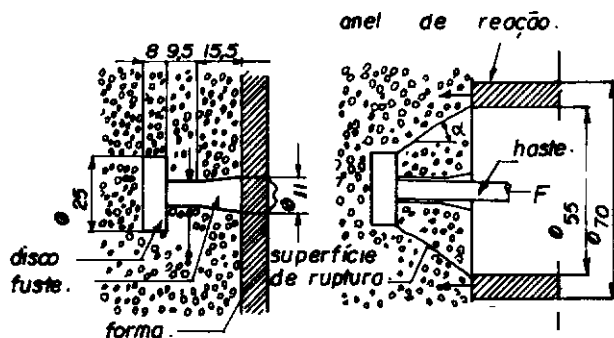


fig. II 52 — Encaixe do Lok Teste, com dimensões em milímetros.

(Ottosen, 1981). (46).

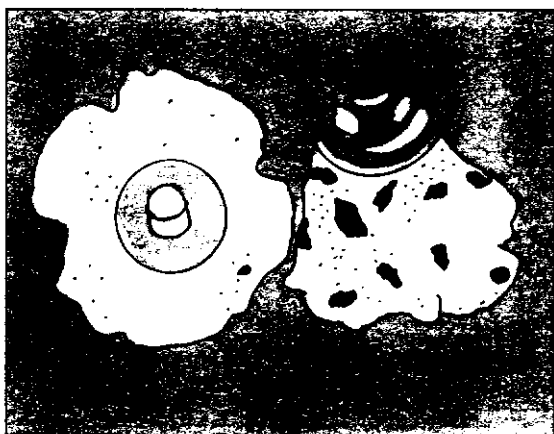
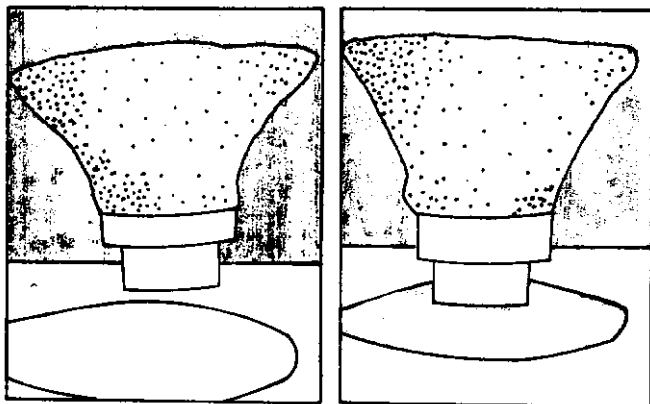


fig II 53 — Troncos de cone do concreto arrancados com o encaixe criado com porcas, parafusos e arruelas.

(Malhotra, 1975). (40).

figura-II- 54



Tronco de cone arrancados com
ângulos $2\alpha = 70^\circ$ e $2\alpha = 54^\circ$.

(Stone e Carino, 1983). (62).

figura - II - 55.



Tronco de cone arrancado com
o encaixe do Lok teste.

(Ottosen, 1981). (48).

Ainda neste estudo foi analisada a influência da profundidade do ensaio para o caso de tamanho máximo de agregado de 19 mm, sendo usado o ângulo de 58° com profundidades de 12, 20, 23, 25, 32 e 43 mm. A força "pull out" aumentou com o aumento da profundidade.

Estudando o efeito do tamanho do agregado graúdo, com o ângulo de 70° e a profundidade de 25 mm, não foi encontrada diferença significativa na força "pull out" devido aos tamanhos do agregado (6, 9, 13 e 19 mm).

Foi estudado também no trabalho de STONE e GIZA (63) o tipo do agregado, mantendo-se o ângulo de 70°, a profundidade de 25 mm e o tamanho máximo do agregado de 19 mm. Os agregados usados foram argila expandida, brita (gnaisse), seixo e calcário poroso quebrado. Segundo os pesquisadores, não houve diferença significativa entre as razões força média "pull out"/resistência à compressão do concreto para os agregados usados.

Pesquisas na Dinamarca com concretos de resistência na faixa de 20 a 60 MPa, considerando fatores como condições de cura, tempo de cura, fator água/cimento, teor de ar, tipo de cimento, forma, tipo e tamanho máximo de agregado (8, 16 e 32 mm) utilizaram o LOK-teste para obter curvas de calibração. Com o crescente interesse no uso do LOK-teste para determinação do tempo de retirada de fôrmas, houve a necessidade de calibração do método para valores abaixo de 20 MPa. A tendência atual ao uso de concretos de alta resistência levou ao desenvolvimento de curvas de calibração para concretos de resistência acima de 60 MPa. No trabalho de PETERSEN (52) é apresentada a figura II.56, resumo das 12 curvas de calibração desenvolvidas entre 1970 e 1983 e também a figura II.57 com a curva de calibração global e os limites de 95% de confiança para os tamanhos máximos de agregado apresentados. Num programa de pesquisa da Universidade da Dinamarca foi obtida a curva da

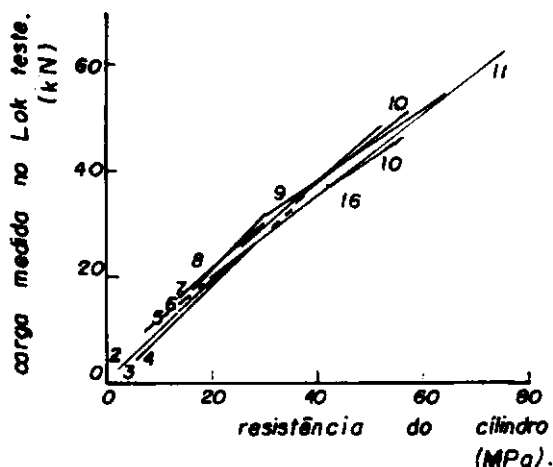


fig. II. 56. Correlações entre a carga medida no lok teste e a resistência à compressão de cilindros 15 x 30 cm. (Petersen, 1976) (52).

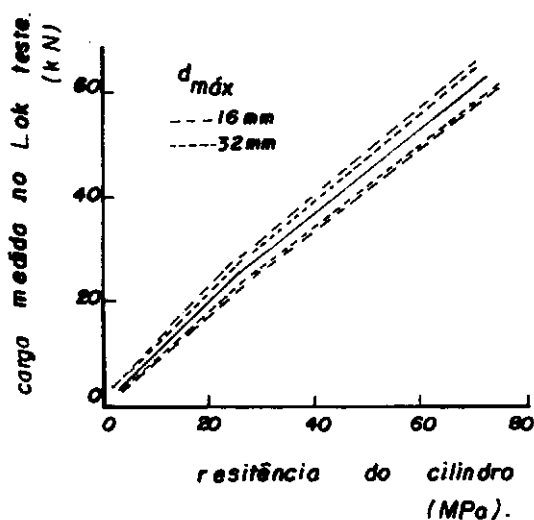


fig. II 57. Curva de calibração recomendada por Petersen, (1976) (52) e os intervalos de confiança para dois tamanhos máximos de agregado.

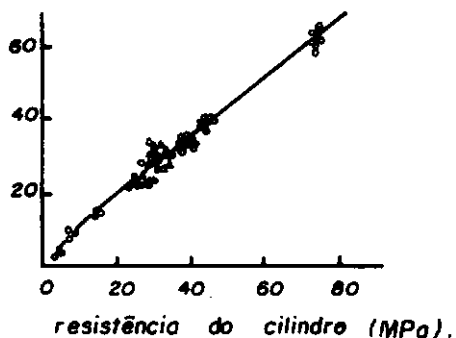
figura II.58, usando concreto normal com agregado de 8, 16 e 32 mm, considerando ainda os seguintes parâmetros: fator água/cimento, origem do agregado, tipo de cimento, tamanho máximo do agregado, condição de cura, idade do concreto e teor de ar, com a resistência medida sobre os corpos de prova cilíndricos variando de 4 a 75 MPa.

No LOK-teste, o único fator que parece afetar a relação força de arrancamento-resistência à compressão é o aparecimento de fissuras radiais visíveis que, segundo PETERSEN (54), reduzem a carga última do LOK-teste. O problema é contornado com o aumento da distância entre os pontos de teste e as laterais da superfície do concreto.

A principal desvantagem do método é a necessidade de prê-planejamento dos testes, para que seja possível a colocação dos encaixes nas fôrmas antes do lançamento do concreto. Para superar esta desvantagem do método e manter a geometria do LOK-teste, foi desenvolvido o CAPO-teste("cut and pull out"). A diferença entre eles é que no último o encaixe é inserido e expandido num furo no concreto pronto. O processo é ilustrado na figura II.59. Comparando as figuras II.58 e II.60 pode-se verificar a concordância entre os resultados obtidos pelo CAPO-teste e pelo LOK-teste.

carga medida no LOK teste (kN).

figura - II - 58.

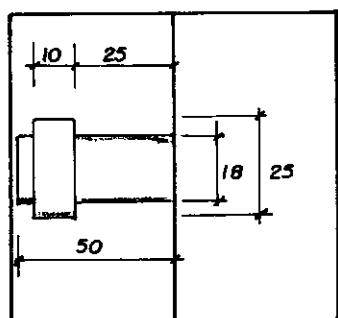


• $d_{max} = 8 \text{ mm}$ o $d_{max} = 16 \text{ mm}$ Δ $d_{max} = 32 \text{ mm}$

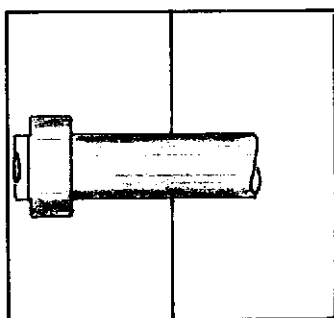
Correlação obtida na Dinamarca envolvendo diversos concretos com resistências à compressão variando de 4 a 75 MPa.

(Petersen, 1976). (52).

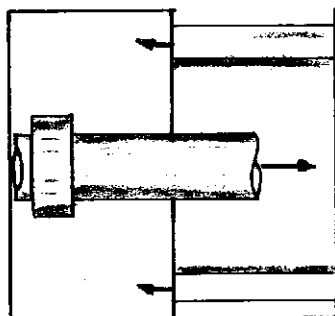
fig.-II-59.



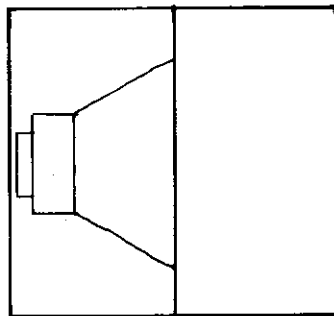
(a)



(b)



(c)



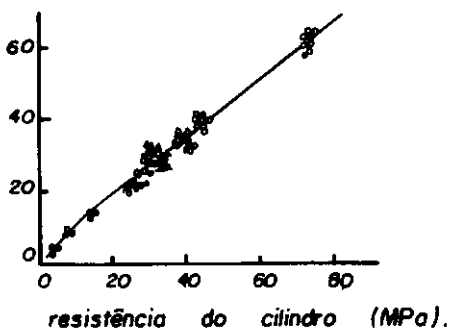
(d)

Sequência de montagem do CAPO teste :

- (a) execução do furo e colocação do disco expansível,
- (b) expansão do disco com a colocação da haste de arrancamento,
- (c) montagem do equipamento e execução do ensaio,
- (d) cone arrancado após a execução do ensaio

(Petersen, 1980). (51).

figura - II - 60



• $d_{max} = 8 \text{ mm}$. ◦ $d_{max} = 16 \text{ mm}$. $\Delta d_{max} = 32 \text{ mm}$.

Correlação obtida na Dinamarca envolvendo diversos concretos com resistências à compressão variando de 4 a 75 MPa, utilizando o CAPO teste.

(Petersen, 1976). (52).

II.3.6 - Teste BRE de fratura interna

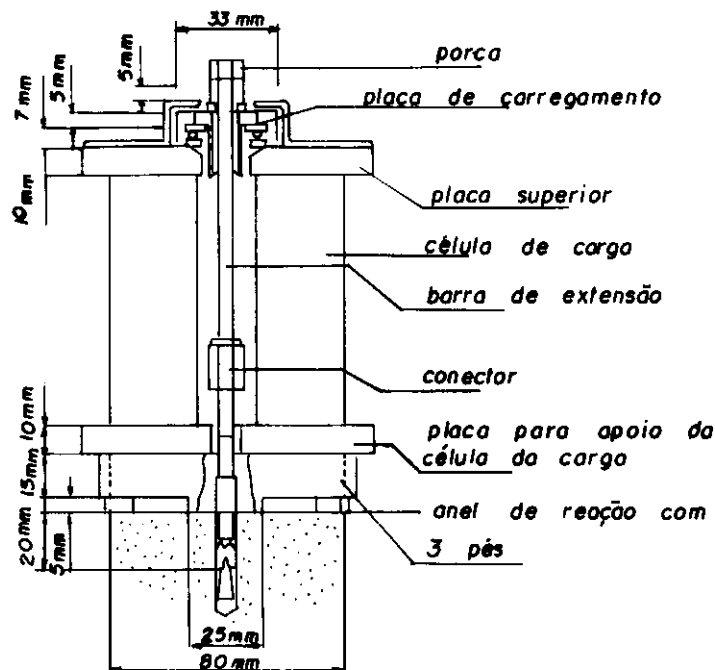
O teste BRE de fratura interna foi desenvolvido no Building Research Establishment na Inglaterra. O teste envolve a execução de um furo de 6mm de diâmetro no qual é colocado um parafuso com luva expansível para ancoragem. A técnica usada é a medida direta da força necessária para fraturar internamente o concreto com uso de um torquímetro. Este método é conveniente para peças pequenas pois os danos por ele causados parecem restringir-se a uma área reduzida do concreto. Quando executado em concreto fresco, mesmo com a fratura interna, a hidratação do cimento continua e leva a uma cicatrização desta fratura, sem necessidade de reparos (BUNGEY, CHABOWSKI, PETERSEN e LONG (9)). Na figura II.61 pode ser visto o aspecto da montagem do BRE.

O funcionamento do BRE causa tensões cisalhantes no concreto em torno da luva, onde inicia-se um plano de fissuração horizontal que se estende sobre uma certa área em direção à superfície do concreto. O BRE não necessita de pré-planejamento, mas o uso do torquímetro leva a uma razoável dispersão dos resultados.

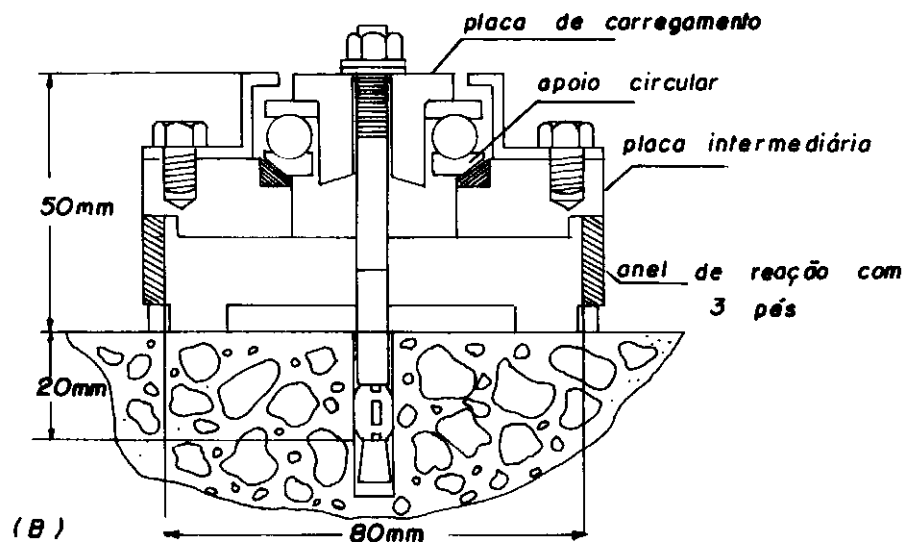
CHABOWSKI e BRYDEN-SMITH (13) (14) (15) fizeram um estudo envolvendo alguns tipos de agregados (calcário, granito, basalto e cascalho) com tamanhos máximos de 10, 14 e 20 mm, Cimento Portland normal e Cimento aluminoso, obtendo curvas de calibração muito próximas. Com base nos resultados encontrados, sugerem o uso da curva média obtida com o Cimento Portland normal, indicada também pela BS 6089.

Diversos pesquisadores obtiveram correlações diferentes entre o torque e a resistência. Plotando os resultados obtidos nas pesquisas de diversos autores com a curva indicada na Norma BS 6089 (figura II.62), vê-se que em muitos casos esta superestima a resistência à compressão do concreto.

fig.- II-61.



(A)



(B)

Equipamento usado no
BRE teste.

A - arranjo para uso de célula de carga (Chabowski e Bryden - Smith, 1980). (15).

B - arranjo para uso de torquímetro (Chabowski e Bryden - Smith, 1979). (13).

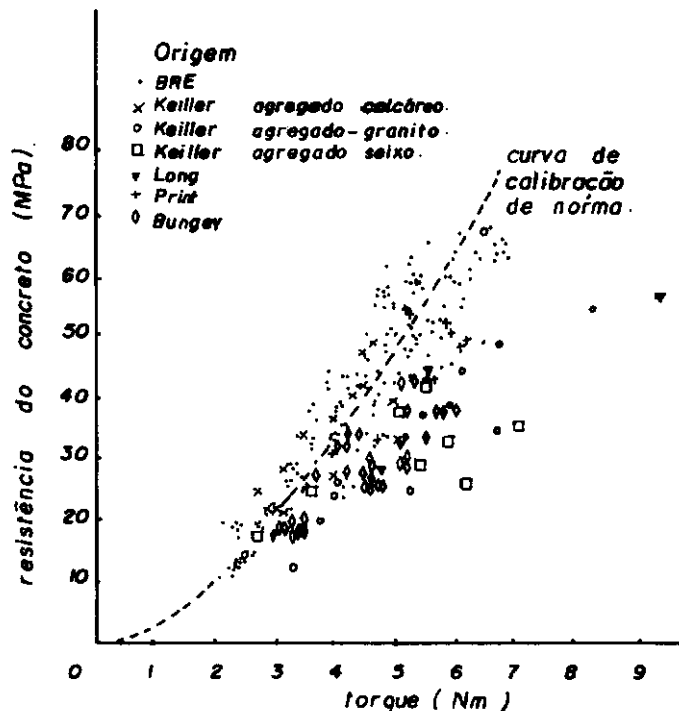


fig. II. 62. Relação entre a resistência à compressão do concreto e o torque medido no BRE teste.

(Keiller, 1985). (30).

Os testes também sofrem influência da tensão de compressão existente no local (figura II.63), que deverá ser escolhido de modo a evitar áreas de grande concentração de tensões.

Recentemente, após trabalho de pesquisa realizado em Londres, DOMONE e CASTRO (19) apresentaram o ESCOT teste, baseado nos mesmos princípios do BRE, ainda utilizando o torquímetro, mas com diferenças na aparelhagem desenvolvida (figura II.64).

○ Colunas de concreto de Cimento Portland comum.

△ Vigas pós-tracionadas de concreto de Cimento Portland comum.

◇ Vigas pré-tracionadas de cimento aluminoso.

T_0 — Torque com tensões transversais nulas.

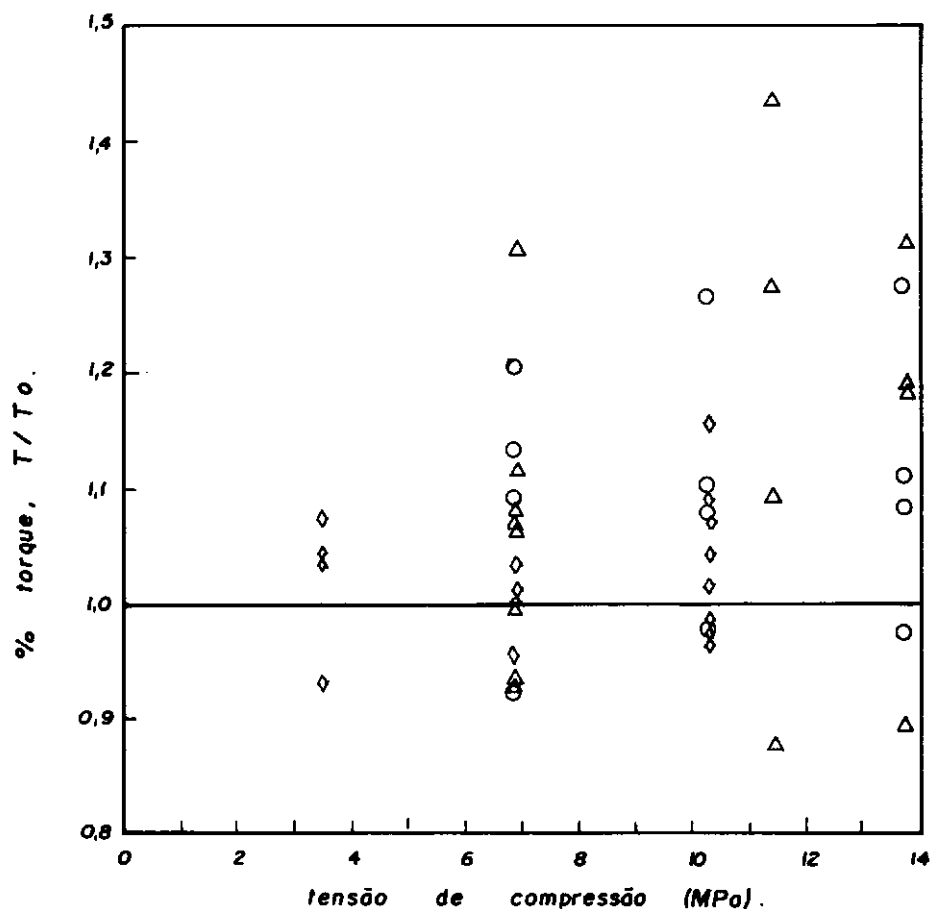


fig. II.63. Efeito de tensões compressivas transversais sobre o torque medido no BRE teste.

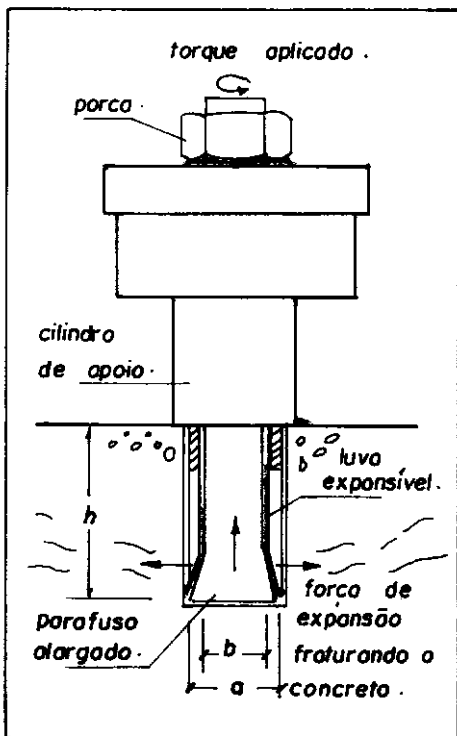


fig. II 64 — Sistema de teste ESCOT
utilizando luva expansível.

(Domone e Castro, 1986) (19).

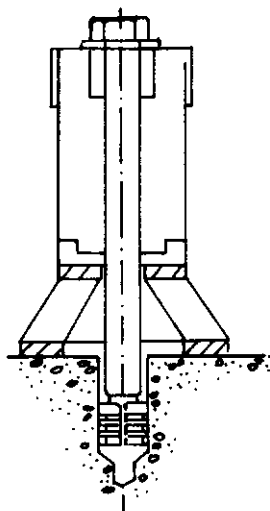
II.3.7 - Novo método "pull out"

Tentando eliminar a necessidade do 'encaixe de base alargada', que é a principal característica do método "pull out", foram testadas técnicas que permitem o ensaio sem necessidade de colocação dos encaixes quando do lançamento do concreto. Nisto consiste o trabalho de MAILHOT, CARETTE, MALHOTRA e BISAILLON (38), em que são mostradas três técnicas de fixação para o parafuso no furo executado no concreto.

A primeira técnica investigada consistiu no arrancamento de um parafuso cônico na extremidade inferior, que é forçado por meio de um torque calibrado para dentro da porca expansível posicionada dentro do furo feito no concreto. O arranjo geral e detalhes estão na figura II.65. Houve problemas com o dimensionamento dos parafusos e também na magnitude do torque empregado visando obter uma força de ancoragem boa em todos os ensaios. Esta técnica não foi considerada promissora pelos pesquisadores devido aos muitos problemas apresentados e aos resultados muito variáveis.

A segunda técnica empregada consistiu no arrancamento de um parafuso fixo no concreto com uso de epoxi. Os detalhes do equipamento empregado estão na figura II.66. Na média, houve boa correlação com a resistência obtida nos corpos de prova e testemunhos - tão boa quanto a do "pull out" convencional. Verificou-se, entretanto, a necessidade de pesquisas visando a padronização do método.

Na terceira técnica, apresentada na figura II.67, usou-se luva expansível. Embora apresentando maior variação nos resultados que a técnica anterior, ela é de fácil execução e também foi considerada promissora.



- (1) parafuso cônico.
- (2) macaco vazado.
- (3) placa de fixação.
- (4) suporte do macaco.
- (5) porca especial expansível.

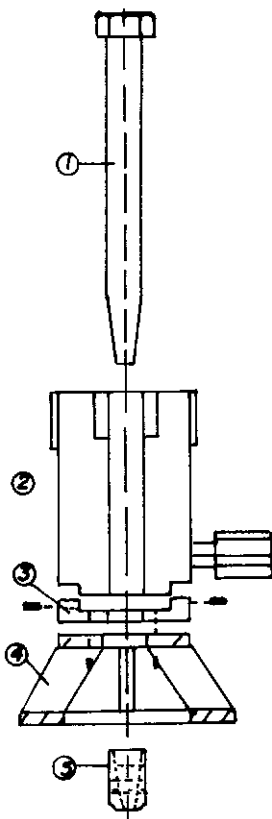
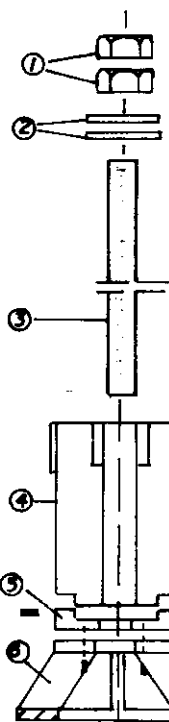
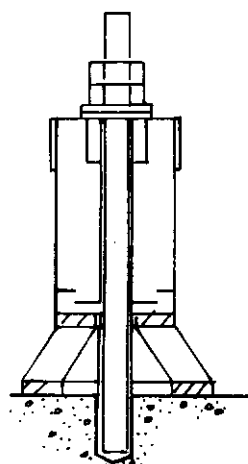
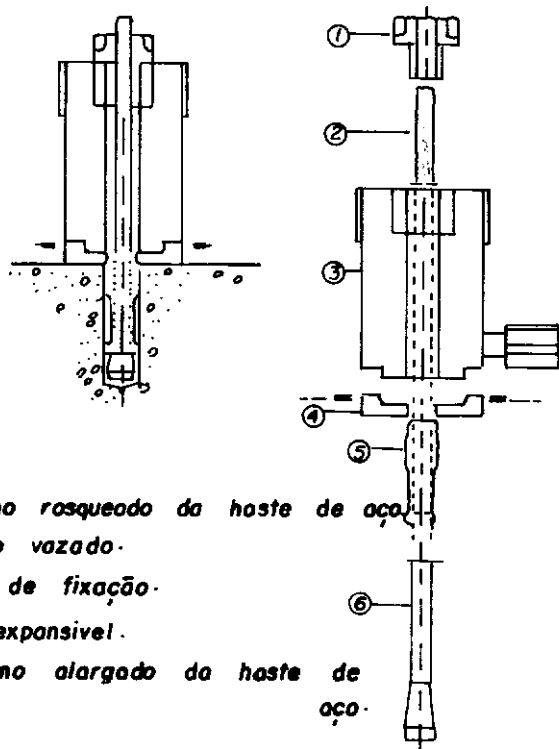


fig. II 65 — Equipamento para o novo método "pullout" usando porca expansível. (MAILHOT et alii, 1979) (38)



- (1) porcas hexagonais
- (2) arruelas
- (3) haste rosqueado
- (4) macaco vazado
- (5) placa de fixação
- (6) suporte do macaco

fig. II 66. — Equipamento para o novo método "pullout" usando epóxi.



- (1) *porca.*
- (2) *extremo rosqueado da haste de aço.*
- (3) *macaco vazado.*
- (4) *placa de fixação.*
- (5) *luva expansível.*
- (6) *extremo alargado da haste de aço.*

fig. II 67 — Equipamento para o método "pullout" usando luva expansível. (MAILHOT et alii, 1979) (38).

II.3.8 - BRE modificado

Como já foi dito no item II.3.6 (Teste BRE de fratura interna), o BRE apresenta resultados variáveis, em parte devido ao uso do torquímetro que, além da tração, gera uma torção. Modificações no sistema de carregamento foram sugeridas.

KEILLER (30) comparou resultados de dois diferentes autores (ASH e os de BUNGEY (8)) com os de seus próprios ensaios e os resultados foram considerados muito próximos (figura II.68), pois os sistemas de carregamento empregados por todos eliminam o torque.

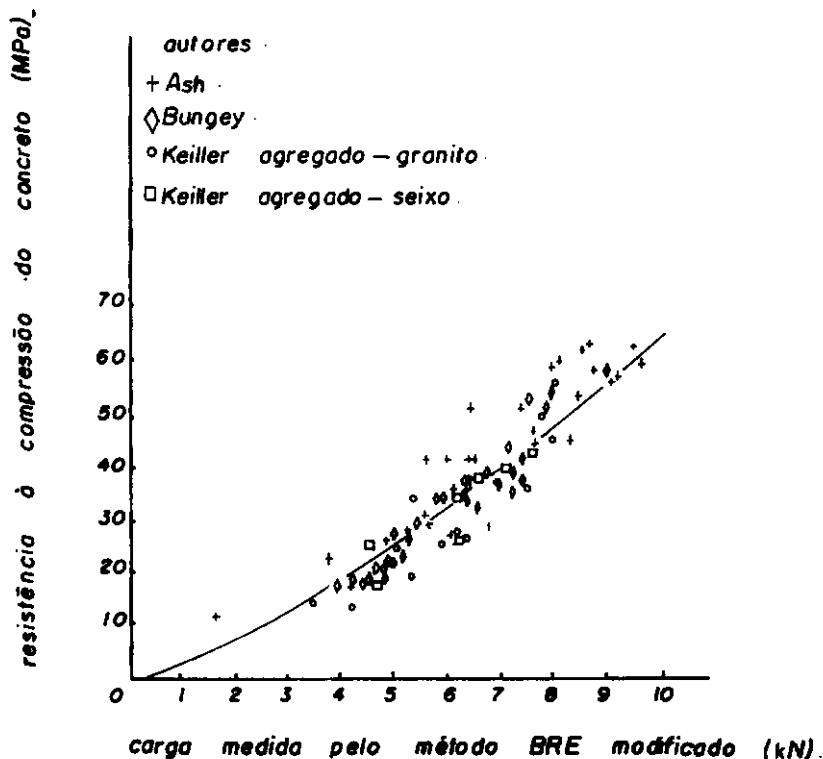


fig. II 68 — Relação entre resistência à compressão do concreto e a carga medida pelo método BRE modificado.

(Keiller, 1985) (30).

CAPÍTULO III

Métodos Estudados Neste Trabalho

Com base na literatura encontrada, pareceu-nos mais promissor continuar as pesquisas em torno do Novo Método "pull out", com algumas modificações nos equipamentos (detalhadas em III.1), utilizando o "pull out" livre, para o qual parecia ser aplicável uma base teórica de NIELSEN, BRAESTRUP, JANSEN e BACH (45). Este método será aqui chamado de Método de Arrancamento.

O outro método escolhido - o da Penetração de Pinos - já é empregado no Brasil usando pistola e pinos WALSYWA e não o equipamento projetado especialmente para este fim (ver MALHOTRA (39)), usado nos ensaios dos trabalhos apresentados na literatura internacional. Aqui no Brasil, o método é empregado tendo como base um único e bem limitado trabalho sobre o assunto (VIEIRA (67)).

III.1 - Método de Arrancamento

Como já foi dito anteriormente, o Método de Arrancamento baseia-se no que foi apresentado no Novo Método "pull out", mas com algumas modificações. Estas modificações englobam o uso de chumbadores TECNARTE usados na fixação de máquinas, em lugar de luvas desenvolvidas em alguns países unicamente para este teste, e o uso de adesivo. Foram feitas modificações também na base-suporte do macaco visando obter-se o "pull out" livre.

A descrição mais detalhada do equipamento encontra-se no item III.1.2.

III.1.1 - Base teórica

Embora não tenha sido desenvolvida com tal finalidade, a análise apresentada em NIELSEN, BRAESTRUP, JENSEN e BACH (45) para punção em lajes de concreto pode ser aplicada ao caso de ensaio de arrancamento, pois neste ensaio o anel de apoio é posicionado de forma a não interferir na superfície de ruptura (item III.1.2).

É considerada uma laje de concreto submetida a punção axissimétrica (apoio ou carregamento circular), rompendo segundo o mecanismo da figura III.1.

Supondo a geratriz da superfície de ruptura como uma função $r=r(x)$, como esquematizado na figura III.2, pelo mecanismo de ruptura assumido, a geratriz pode ser considerada como uma linha de ruptura no estado plano de deformações. A análise é válida somente se $D > d_0 + 2h \tan \alpha$.

Igualando trabalho interno e externo, chega-se a:

$$F_v = \int_0^h W_\ell \frac{2\pi r}{\cos \alpha} dx$$

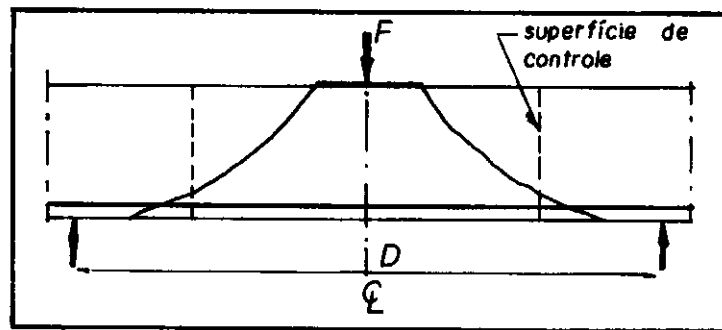


fig. III 1 — Mecanismo de ruptura da laje de concreto submetido a punção.
(Nielsen et alii, 1978) (45).

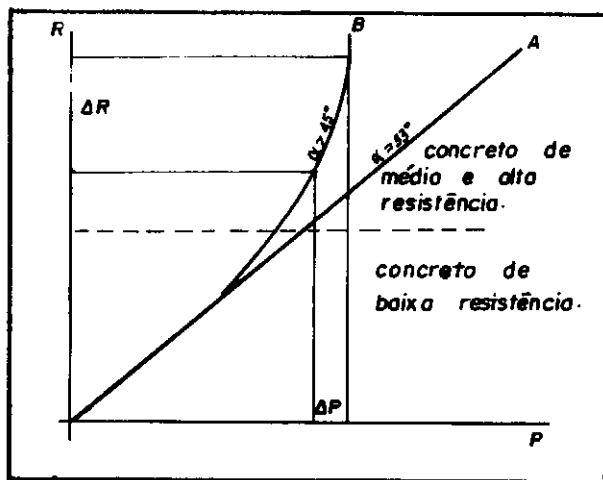


fig. III 3 — Relação entre força "pull out" e a resistência à compressão do concreto como função do ângulo α (Bocca, 1984) (6)

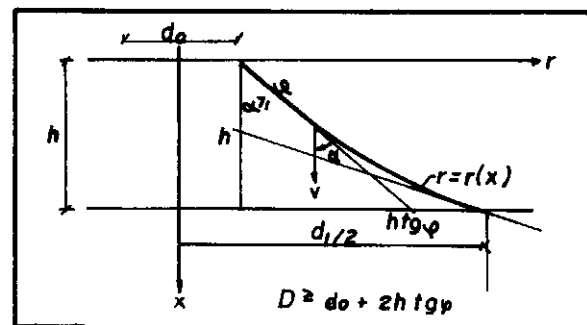


fig. III 2 — Geratriz da superfície de ruptura.
(Nielsen et alii, 1978) (45)

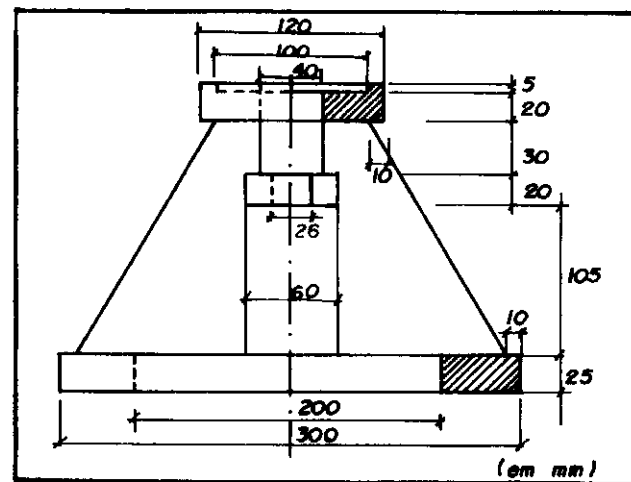


fig. III 4 — Dispositivo projetado para servir de base no macaco hidráulico no ensaio de arrancamento.

$$\text{onde } W_\ell = \frac{1}{2} v f_c (\ell - m \sin \alpha)$$

$$\ell = 1 - (k-1) \frac{f_t}{f_c}$$

$$m = 1 - (k+1) \frac{f_t}{f_c}$$

$$k = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

Com $\tan \alpha = \frac{dr}{dx} = r'$, tem-se:

$$F = f_c \pi \int_0^h \ell \sqrt{1 + (r')^2} - m r' \} r \, dx$$

Para obter o menor limite superior, usou-se cálculo variacional e a condição $\alpha = \psi$, encontrando solução da forma:

$$r = \frac{d_0}{2} + x \tan \psi \quad \text{para } 0 \leq x \leq h_0$$

$$r = a \cosh \frac{x-h_0}{c} + b \sinh \frac{x-h_0}{c} \quad \text{para } h_0 \leq x \leq h$$

$$\text{com } c = \sqrt{a^2 - b^2} \quad (\text{figura III.2})$$

as constantes determinadas pelas condições de contorno:

$$a = \frac{d_0}{2} + h_0 \tan \psi$$

$$\frac{b}{c} = \tan \psi$$

$$\frac{d_1}{2} = a \cosh \frac{h-h_0}{c} + b \sinh \frac{h-h_0}{c}$$

Assim chegou-se a:

$$F = \pi \frac{f_c}{2} \left\{ h_0 \left(\frac{d_0}{2} + h_0 \tan \psi \right) \frac{1 - \sin \psi}{\cos \psi} + \ell c (h - h_0) + \ell \left\{ \frac{d_1}{2} \sqrt{\frac{d_1^2}{4} - c^2} - ab \right\} - m \left(\frac{d_1^2}{4} - a^2 \right) \right\}$$

As soluções numéricas apresentadas sofrem grande influência da razão f_t/f_c . Comparações com resultados de ensaios "pull out" mostraram que a geometria das superfícies de ruptura previstas aproximou-se da real quando foi usada a relação $f_t/f_c=1/400$. Entretanto, esta relação levou a uma razoável superestimativa das cargas de ruptura. Assim, pelo que foi apresentado, não só há interferência da resistência à compressão do concreto como também da resistência à tração quando $\alpha \geq \psi$, ou seja, quando não há interferência do anel de apoio na superfície de ruptura do "pull out".

A forma geral da equação do trabalho interno é:

$$W_\ell = \frac{1}{2} v f_c (\ell - m \sin \alpha)$$

com ℓ e m conforme apresentado anteriormente.

No caso de $\alpha = \psi$, a equação de trabalho torna-se:

$$W_\ell = \frac{1}{2} v f_c (1 - \sin \alpha)$$

e a carga F fica sendo então uma função de f_c somente, e não de f_c e f_t .

No caso de $\alpha = \pi/2$, a equação de trabalho é:

$$W_\ell = v f_t$$

e F depende apenas de f_t .

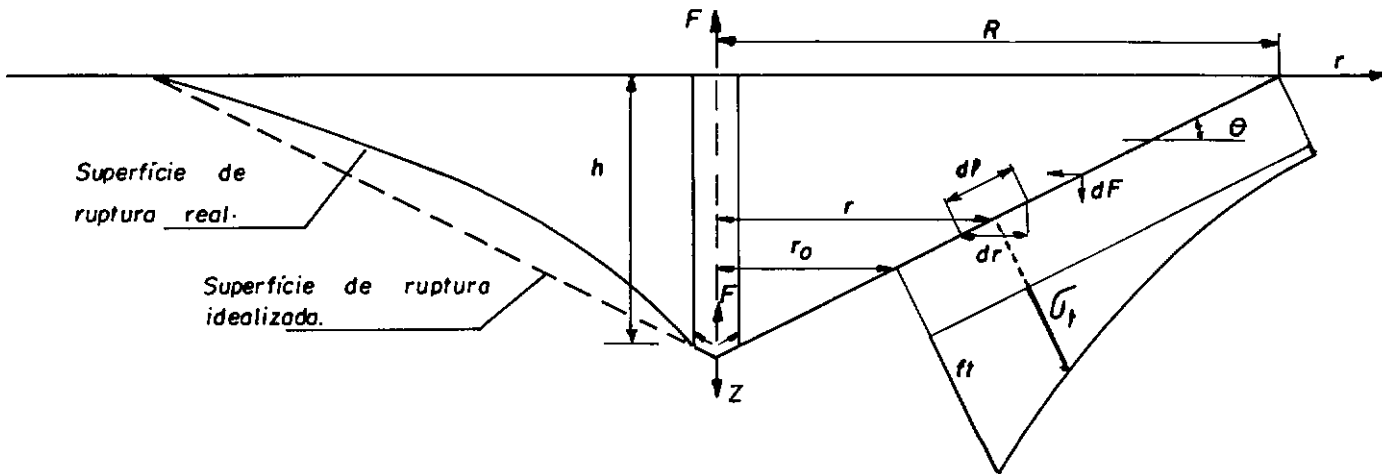
Baseado nisto, BOCCA (6), pesquisando concretos de alta resistência, chegou aos gráficos da figura III.3. Nesta figura pode ser visto que a carga F depende essencialmente da resistência à compressão para ângulos α em torno do ângulo de atrito interno do concreto (ψ) e, para ângulos α maiores que 45° , ela depende principalmente da resistência à tração. Pela figura por ele apresentada, o uso de ângulos maiores que 45° impossibilitaria a obtenção de medidas significativas da carga de arrancamento para concretos de alta resistência, nos quais a resistência à tração tende a tornar-se estável com o

aumento da resistência à compressão. Neste caso, pequenas variações da carga de arrancamento correspondem a grandes variações na avaliação da resistência à compressão do concreto.

O ângulo α usado em nosso trabalho foi aproximadamente 70° . Pela teoria apresentada, a carga de arrancamento é função da resistência à tração e da resistência à compressão do concreto.

Além deste método, pensou-se na possibilidade de se usar para o cálculo da carga de arrancamento o método teórico aproximado abaixo descrito, que leva a uma relação entre essa carga e a resistência do concreto à tração.

Considerou-se um tronco de cone de concreto submetido às forças indicadas na figura



Admitindo-se que a tensão de tração nos pontos da superfície lateral do tronco de cone delimitados pelos raios r_0 e R (região não fissurada) varia segundo a relação

$$\sigma_t = \frac{r_0}{r} f_t$$

tem-se

$$dF = \sigma_t \cos \theta \, dA = \sigma_t \cos \theta \, 2\pi r \, d\ell = \sigma_t \, 2\pi r \, dr$$

$$F = \int_{r_0}^R 2\pi r_0 f_t \, dr = 2\pi r_0 (R - r_0) f_t = 2\pi r_0 \left(\frac{h}{\tan \theta} - r_0 \right) f_t$$

Fazendo-se então $\frac{\partial F}{\partial r_0} = 0$, chega-se ao valor de r_0 que levará à carga F máxima:

$$r_0 = \frac{\pi h}{2 \operatorname{tg} \theta}$$

Dai,

$$F_{\text{máx}} = \frac{\pi h^2}{2 \operatorname{tg}^2 \theta} f_t$$

Ou

$$f_t = \frac{F_{\text{máx}} \cdot 2 \operatorname{tg}^2 \theta}{\pi h^2}$$

III.1.2 - Equipamento utilizado

Foram feitos inicialmente alguns pré-ensaios visando obter subsídios que permitissem levar à definição de alguns parâmetros do dispositivo de carregamento e também do diâmetro dos chumbadores. Tendo em vista o diâmetro máximo do agregado que seria usado no concreto, estipulou-se a profundidade de ensaio de 35 mm. Segundo os trabalhos de BUNGEY (8) e de STONE e GIZA (63), parece ocorrer um aumento na dispersão dos resultados quando, para uma profundidade fixa de ensaio, o diâmetro do agregado é aumentado. Destes trabalhos pudemos obter a relação aproximada $h \geq 1,3 \varnothing$ para calcular a profundidade usada no ensaio de arrancamento.

A partir dos dados obtidos foi projetado o dispositivo da figura III.4 que serviu de suporte para o macaco hidráulico. O valor do diâmetro interno da base inferior ($D = 200$ mm) foi escolhido para que ele exercesse pouca ou nenhuma influência na superfície de ruptura do concreto. Os resultados dos pré-ensaios levaram à seleção do chumbador a ser empregado : TECNARTE tipo ALFA AF38065, com diâmetro nominal de 12,7 mm e carga de ruptura nominal de 28 kN (figura III.5). Verificou-se que o parafuso deste chumbador pode ser reaproveitado várias vezes, dependendo este número de vezes dos danos causados à rosca durante cada ensaio. Para a formação do chumbador, o parafuso reutilizado deve ser complementado com luva TECNARTE OM381.

O sistema utilizado para arrancar os chumbadores do concreto pode ser visto na figura III.6.

Para medição da carga, os Extensômetros Elétricos de Resistência (EER) foram conectados a amplificadores (figura III.7) e ao traçador X-Y, visando uma melhor determinação do valor máximo alcançado.

Código	Rosca do pino	Diâmetro do furo		Comprimento do pino		Comprimento do chumbador		Profundidade mínima do furo		Espessura max a ser fixada		Carga média arrancamento no concreto.		Resistência ao cisalhamento.	
Pol./Inches mm	Ø A	Pol.	mm	Pol.	mm	Pol.	mm	Pol.	mm	Pol.	mm	LBS	kg	LBS	kg
AF 38065 AFM 38065	3/8" M10 x 4,5	1/2"	12	2 9/16"	65	2 1/4"	58	1 1/2"	38	3/4"	20	6156	2796	4310	1960

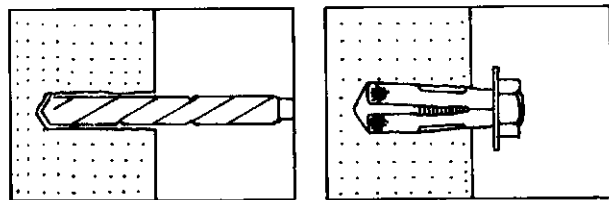
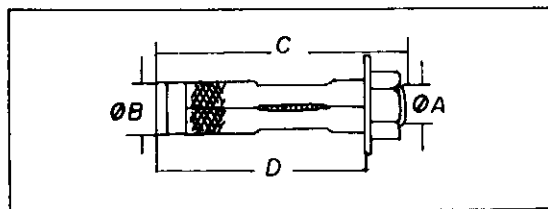


fig. III 5— Chumbador TECNART escolhido para o
Método de Arrancamento.

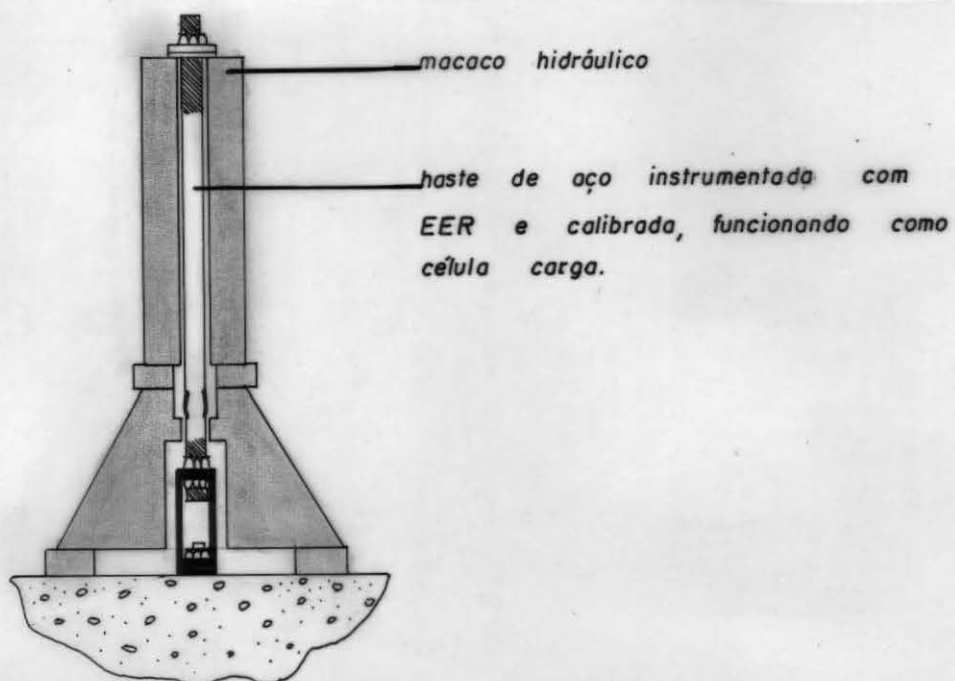


figura III.6



figura III.7

III.1.3 - Peças ensaiadas

Para os ensaios de arrancamento foram concretados 6 blocos de 300x1200x900 mm. Nestes blocos foram usados concretos com cinco diferentes resistências. Para as diferentes betonadas de concreto em cada bloco foram concretados cilindros para ensaios à compressão.

O cimento empregado foi o Mauã CP320 (Cantagalo) e as características dos agregados e concretos estão nos gráficos da figura III.8 e nas tabelas (III.1, III.2 e III.3)

tabela III.1 - granulometria do agregado miúdo (areia)

peneiras(mm)	% simples	% acumulada
9,5	0,0	0
4,8	0,1	0
2,4	4,9	5
1,2	12,7	18
0,6	33,1	51
0,3	29,2	80
0,15	15,3	95
fundo	4,7	100
total	100,0	349

- diâmetro máximo : 2,4 mm
- classificação : média
- módulo de finura: 2,49

fig. III 8 — Curvas Granulométricas dos Agregados.

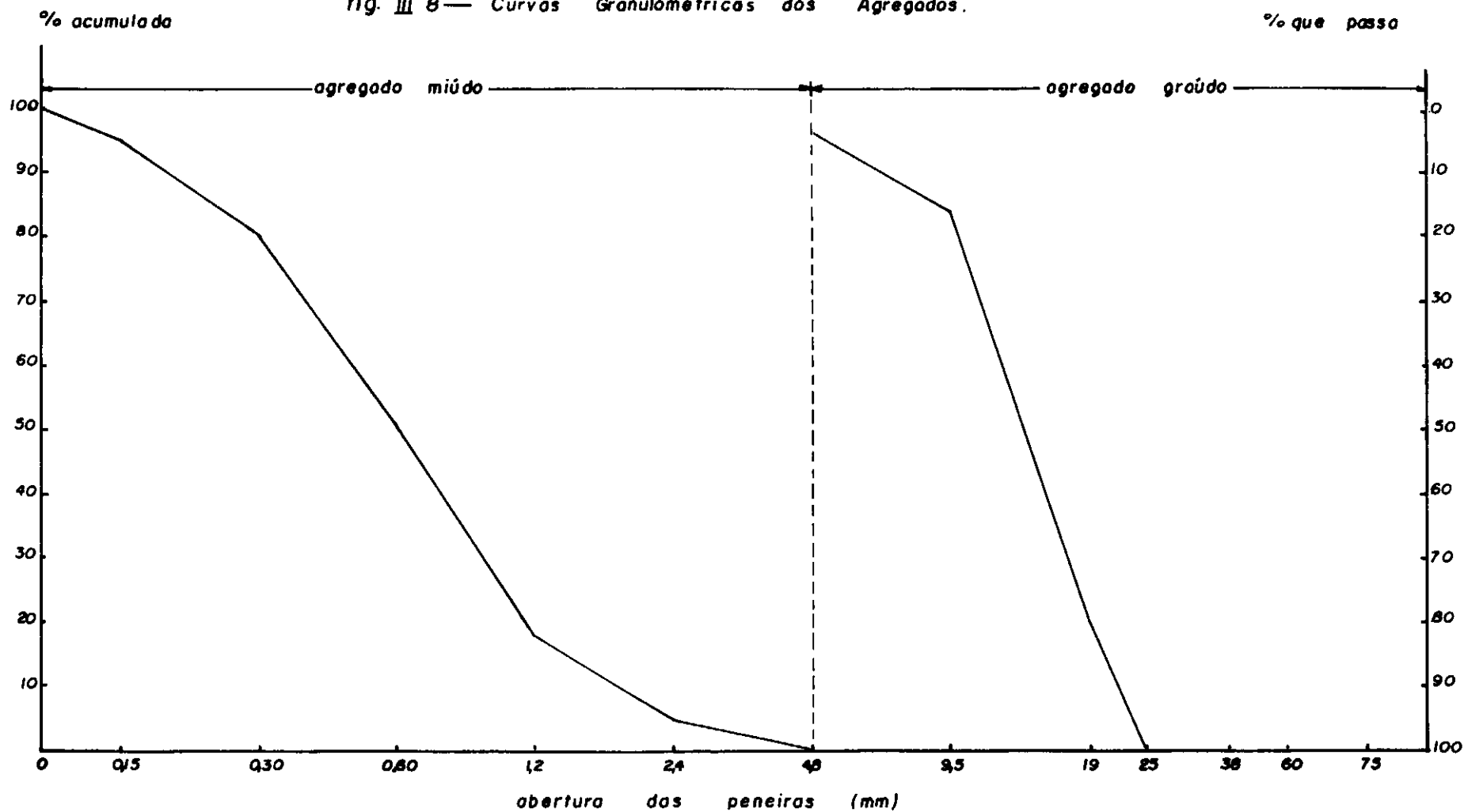


tabela III.2 - granulometria do agregado graúdo (brita de gnaiss)

peneiras (mm)	% simples	% acumulada
38,0	0,0	0
25,0	0,2	0
19,0	19,5	20
9,5	64,2	84
4,8	11,7	96
2,4	0,0	96
1,2	0,0	96
0,6	0,0	96
0,3	0,0	96
0,15	0,0	96
fundo	4,4	100
total	100,0	780

- diâmetro máximo : 19 mm
- classificação : brita 2
- módulo de finura: 6,80

tabela III.3 - concretos

traço		peças ensaiadas		fator água/cimento	abatimento (mm)
		blocos	CPs		
1	1:4,18:5,17	1	24	0,88	15
2	1:3,40:4,40	2	24	0,75	25
3	1:2,97:3,97	1	24	0,675	25
4	1:2,50:3,50	1	24	0,60	25
5	1:1,76:2,76	1	24	0,47	30

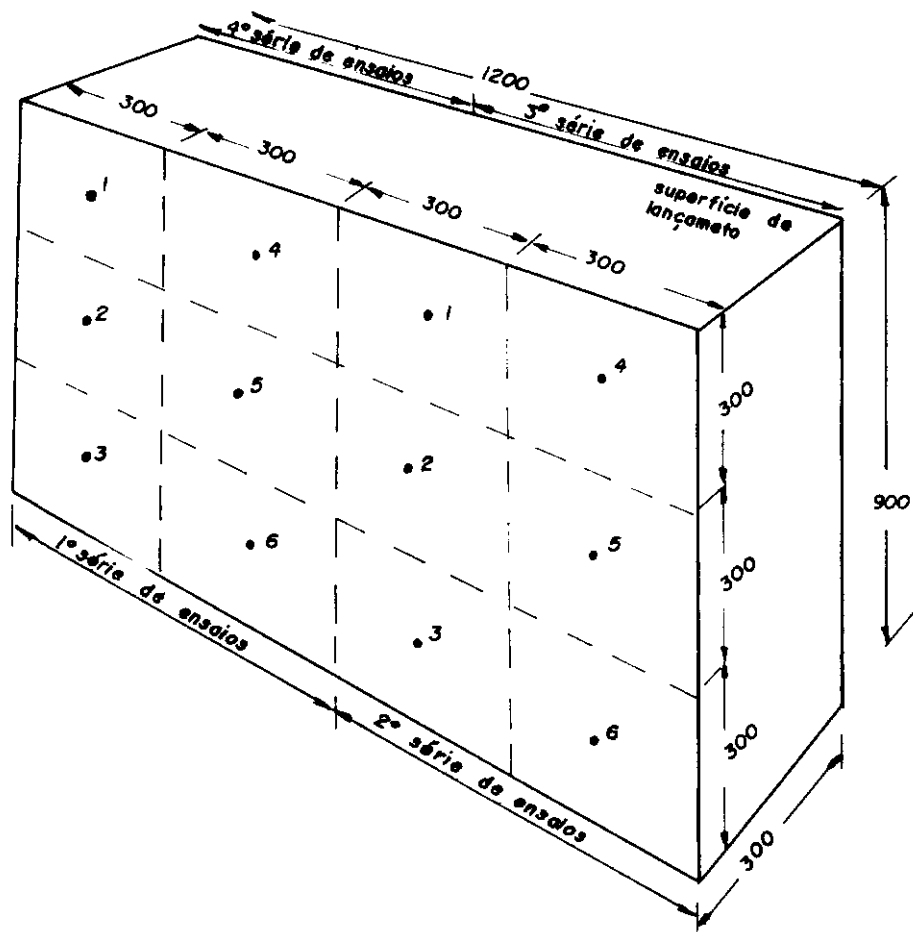
Os blocos foram concretados em fôrmas de Madeirite plastificada. A superfície livre dos blocos foi mantida úmida durante 7 dias. Os blocos foram desmoldados aos 7 dias, quando do primeiro ensaio, e deixados então em condição-ambiente do laboratório.

Os corpos de prova, num total de 24 para cada resistência do concreto, foram capeados com pasta, desmoldados com 24 horas de idade e mantidos em água durante 7 dias, exceto aqueles que seriam ensaiados aos 7 dias, que foram retirados da água um dia antes. A partir daí os corpos de prova foram mantidos em condição-ambiente.

Os ensaios foram, em geral, executados quando as peças tinham 7, 14, 28 e 98 dias de idade. Para os traços 3, 4 e 5, problemas com o equipamento impossibilitaram a execução dos ensaios a 14 dias e foram feitos ensaios para a idade de 21 dias.

Em cada uma das idades já citadas foram ensaiados 6 corpos de prova à compressão e executada uma série de 6 ensaios de arrancamento conforme o esquema da Figura III.9.

fig. III. 9



III.1.4 - Procedimento de ensaio

Nos pontos estabelecidos para os ensaios foram abertos furos de 50 mm de profundidade e 13 mm de diâmetro, perpendiculares à superfície do concreto. Como indicado por DOMONE e CASTRO (19), o melhor procedimento é fazer um furo guia de menor diâmetro que ajuda a manter a perpendicularidade do furo de maior diâmetro.

Estes furos foram limpos primeiramente com auxílio de um compressor de ar e depois com TRICLOROETILENO. A seguir, o chumbador completo foi batido até a profundidade desejada para o ensaio e a porca foi apertada de modo a forçar o parafuso para o interior da luva expansível. Com o parafuso já no lugar, foi colocado adesivo em torno da luva (aproximadamente 1 grama em cada furo). Esperou-se 3 horas, tempo que o adesivo necessita para alcançar as características necessárias à obtenção de bons resultados. Após este tempo foi retirada a porca, posicionado o conjunto macaco-base-haste e novamente apertada a porca.

O tempo de execução do ensaio de arrancamento não foi grande. A velocidade de carregamento dos ensaios estteve em torno de 1 kN/seg. A carga última foi obtida usando-se um traçador X-Y em que foi plotada a deformação de um dos EER da haste contra a deformação do outro EER localizado no lado oposto da haste. Utilizando-se a deformação média, foi eliminado o efeito de qualquer momento fletor atuando na haste junto com a carga de arrancamento.

A profundidade de arrancamento foi obtida através de medidas feitas com paquímetro a partir da intersecção do tronco de cone de concreto arrancado com as paredes do furo.

Aspecto do tronco de cone típico arrancado dos blocos de concreto pode ser visto na figura III.10. Na figura III.11 é apresentada uma vista do bloco durante os ensaios e na figura III.12 a área de onde foi retirado o cone de concreto.



figura III.10



figura III.11

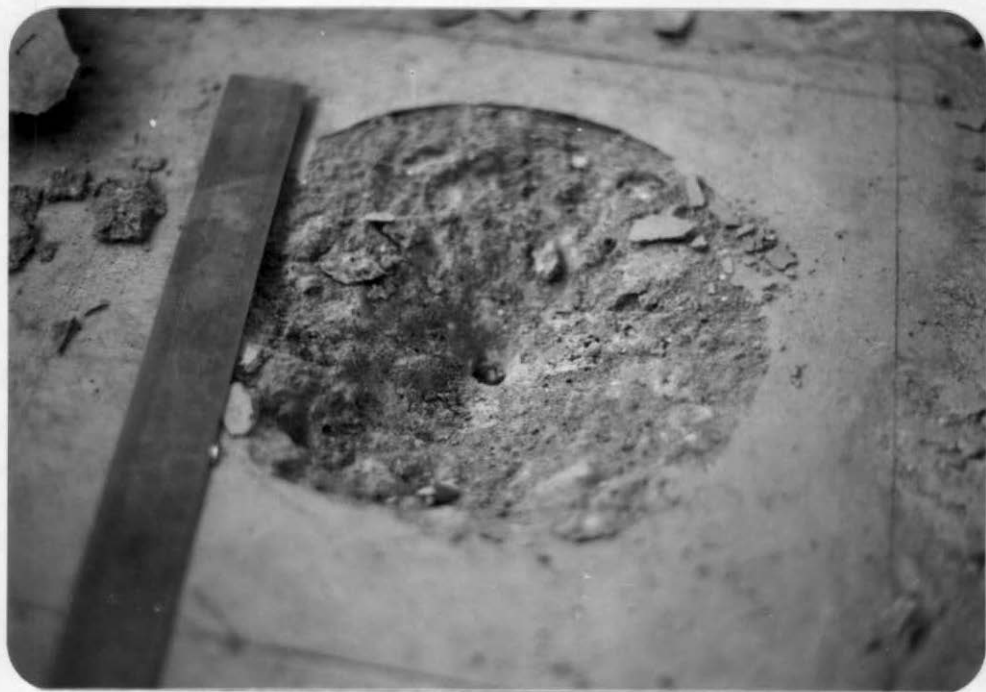


figura III.12

III.1.5 - Resultados

III.1.5.1 - Resistência dos corpos de prova de concreto ensaiados à compressão

Para cada grupo de ensaios tínhamos a média (\bar{x}) dos poucos ensaios realizados e seu desvio-padrão (s). Se um grande número de corpos de prova fosse ensaiado, sua distribuição obedeceria à uma curva normal com média μ e desvio-padrão σ . Mas, com o número de corpos de prova (n) inferior a 25, não podíamos usar s em lugar de σ para calcular o intervalo de confiança para a média sem incorrer em erro apreciável. Neste caso de universo normal, passamos a usar a variável t que obedece à Lei de Student. A tabela de Student (ver PARDAL(49)) forneceu os valores de t em função de $(n-1)$ e de P , onde $(n-1)$ é chamado número de graus de liberdade e P é o coeficiente de confiança. Este coeficiente é a probabilidade de que qualquer média esteja no intervalo $\bar{x} \pm t \frac{s}{\sqrt{n}}$, ou seja, que a média do universo não se afaste mais que $t \frac{s}{\sqrt{n}}$ da média da amostra.

Foi desprezado todo valor que diferia da média em mais de 10%, exceto quando o problema foi constatado em todos os corpos de prova da mesma betonada. Na tabela III.4, para cada grupo de ensaios, são dados a média, os limites inferior e superior do intervalo em que há 95% de confiança de encontrarmos a média do universo, o desvio-padrão da amostra e a diferença relativa entre o valor mais afastado da média e a média.

Nos gráficos das figuras III.13 e III.14 são apresentadas a evolução da resistência à compressão do concreto com a idade para os traços utilizados e a variação da resistência do concreto com o fator água/cimento.

tabela III.4 - Características do concreto

traço		idades (dias)	$f_c - \frac{ts}{\sqrt{n}}$ (MPa)	f_c (MPa)	$f_c + \frac{ts}{\sqrt{n}}$ (MPa)	s (MPa)	D (%)
1		7	14,0	14,8	15,7	0,81	6,81
		14	16,7	17,4	18,0	0,49	4,09
		28	18,1	18,7	19,4	0,60	3,23
		98	21,0	22,1	23,3	0,75	4,43
2	I	7	16,9	17,2	17,6	0,13	0,89
		14	21,4	22,1	22,8	0,08	0,26
		28	21,3	23,5	25,7	0,24	0,73
		98	7,4	26,0	44,5	2,07	5,62
	II	7	14,2	17,4	20,7	1,31	8,67
		14	4,8	20,7	36,5	1,76	9,87
		28	13,1	22,0	30,9	0,99	5,10
		98	5,9	24,9	43,9	2,12	9,61
3		7	22,1	22,8	23,6	0,72	4,91
		14	25,2	25,8	26,5	0,64	4,30
		21		* 28,0			
		28	27,7	28,4	29,2	0,73	3,55
		98	29,5	31,4	33,3	1,79	7,56
4		7	31,1	32,1	33,1	0,81	2,65
		21	37,1	37,6	38,0	0,41	1,73
		28	37,6	38,7	39,8	1,06	3,26
		98	39,4	40,3	41,1	0,79	2,55
5		7	40,3	41,5	42,8	1,18	3,87
		21	45,6	46,5	47,5	0,91	3,23
		28	48,8	50,4	52,0	1,52	5,66
		98	52,0	53,1	54,2	1,02	2,83

* valor interpolado a partir do gráfico III.13

fig. III. 13 — Evolução da resistência dos concretos com a idade.

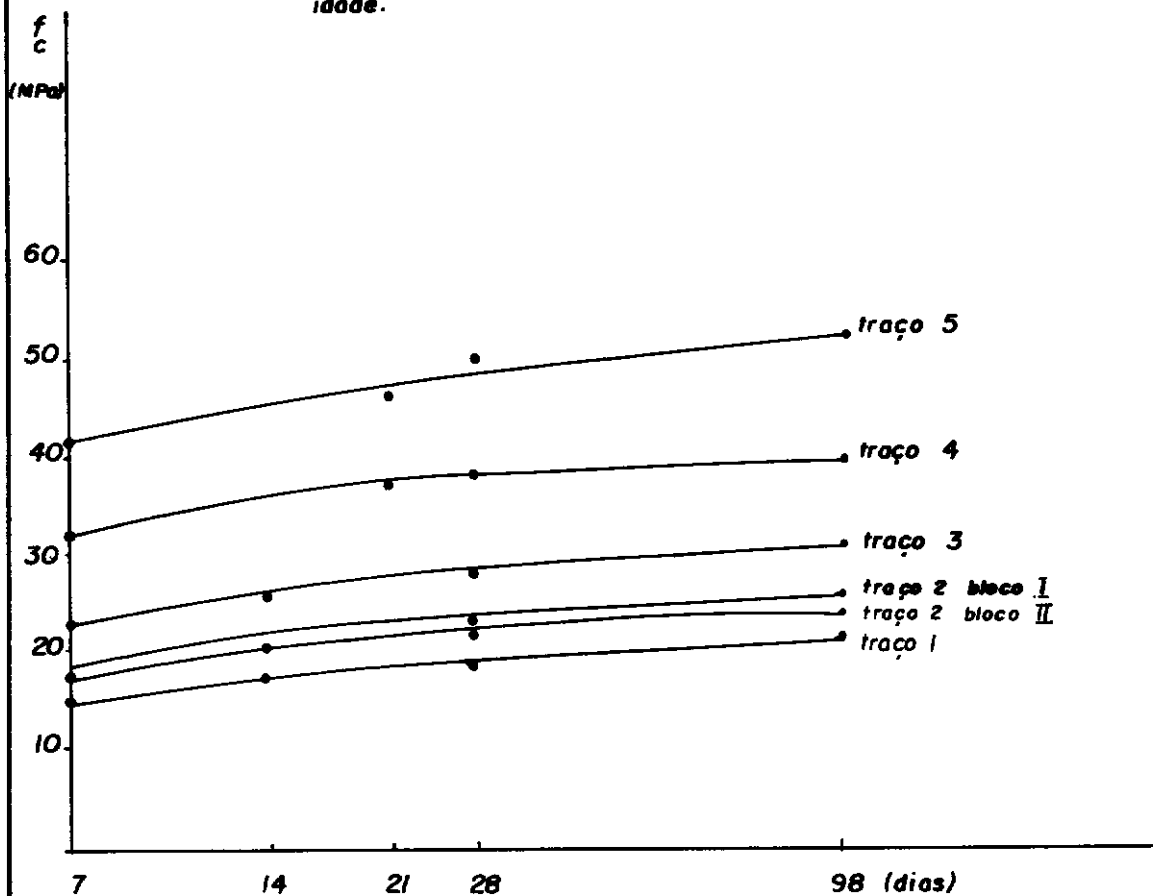
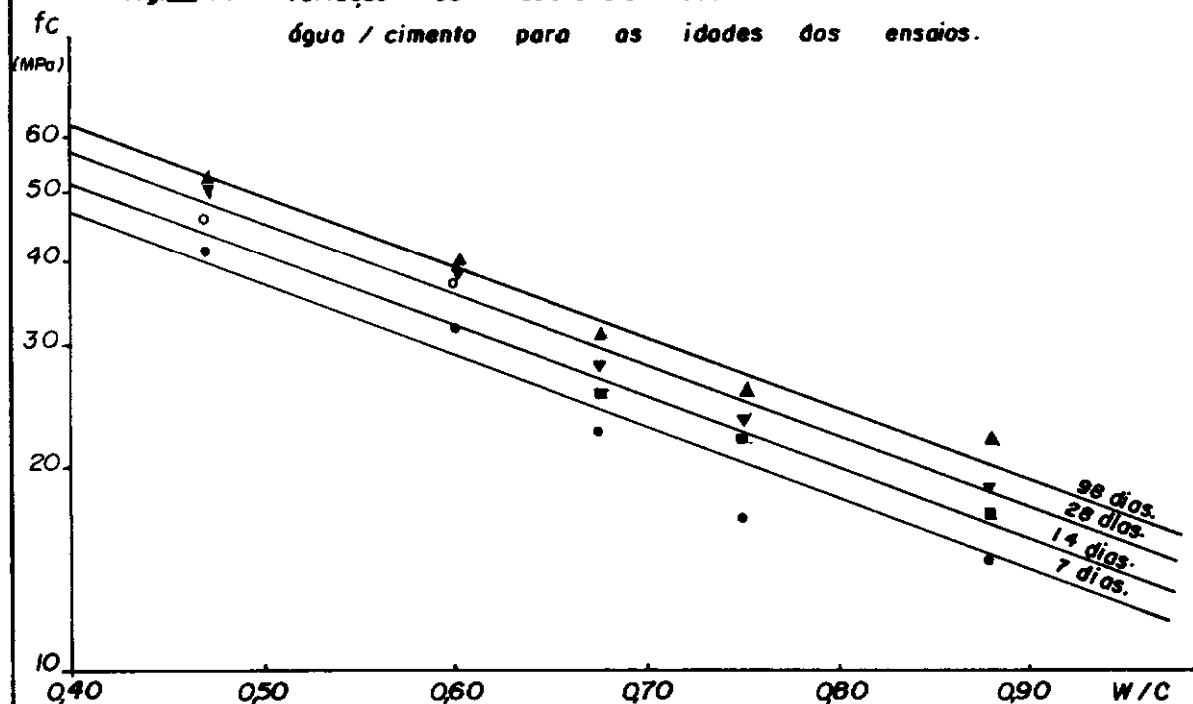


fig. III. 14 — Variação da resistência dos concretos com o fator água / cimento para as idades dos ensaios.

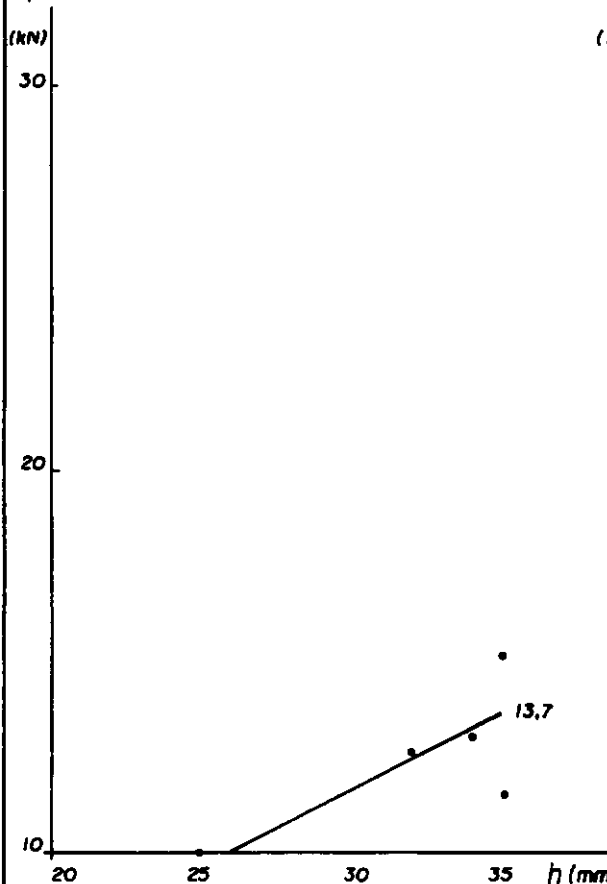


III.1.5.2 - Carga de Arrancamento

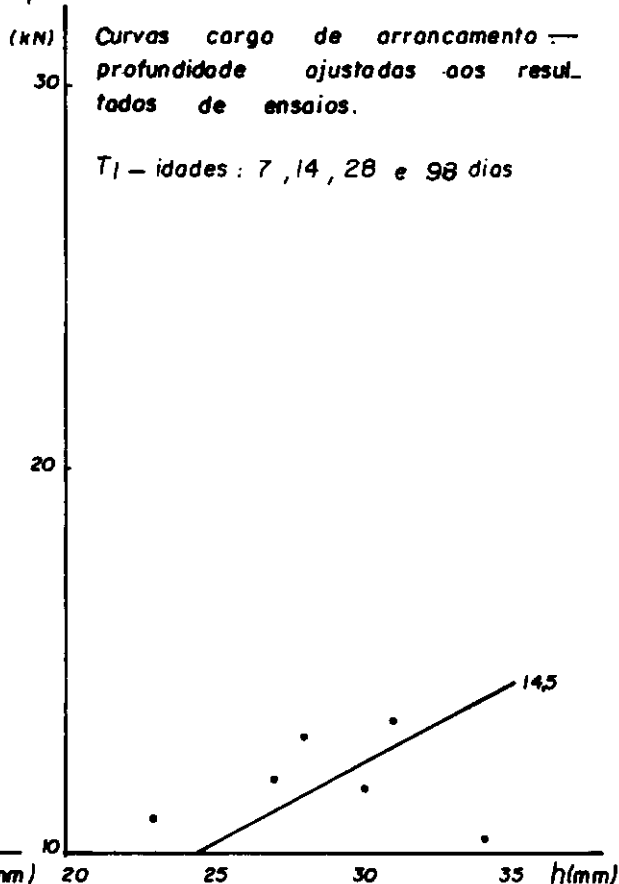
Quando realizados os ensaios, a profundidade real de arrancamento não se manteve constante. Este problema foi observado em praticamente todas as idades e resistências analisadas. Isto deve ter ocorrido devido à não uniformidade do diâmetro do furo feito no concreto. Para avaliar o valor da carga de arrancamento que corresponderia à profundidade de 35 mm foram traçadas curvas utilizando o método dos mínimos quadrados. Em cada grupo de resultados pertencentes a uma mesma série de ensaios, foram achadas duas curvas: uma minimizando os erros em relação à carga de arrancamento e a outra minimizando os erros em relação à profundidade em que realmente ocorreu o arrancamento. A partir destas duas retas foi traçada uma curva média (Figuras III.15 até III.35), considerada a melhor que poderíamos utilizar e, por esta, obtivemos um valor médio para a carga de arrancamento à profundidade de 35 mm estipulada para os ensaios.

Esta carga de arrancamento, aqui chamada de F , é utilizada nos itens seguintes como a carga de arrancamento correspondente aos níveis de resistência obtidos pelos ensaios à compressão dos corpos de prova cilíndricos. Esta correspondência é apresentada na tabela III.5.

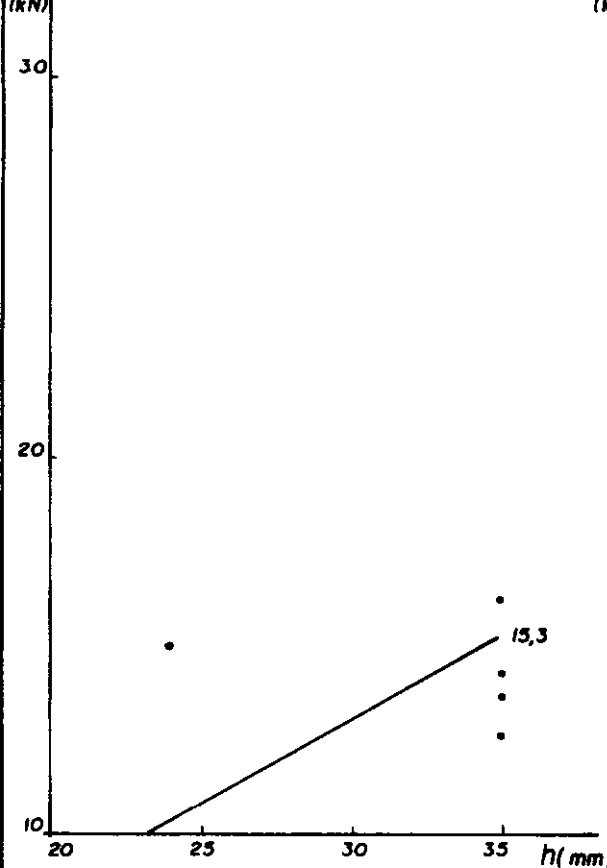
F fig. III. 15.



F fig. III. 16.



F fig. III. 17.



F fig. III. 18.

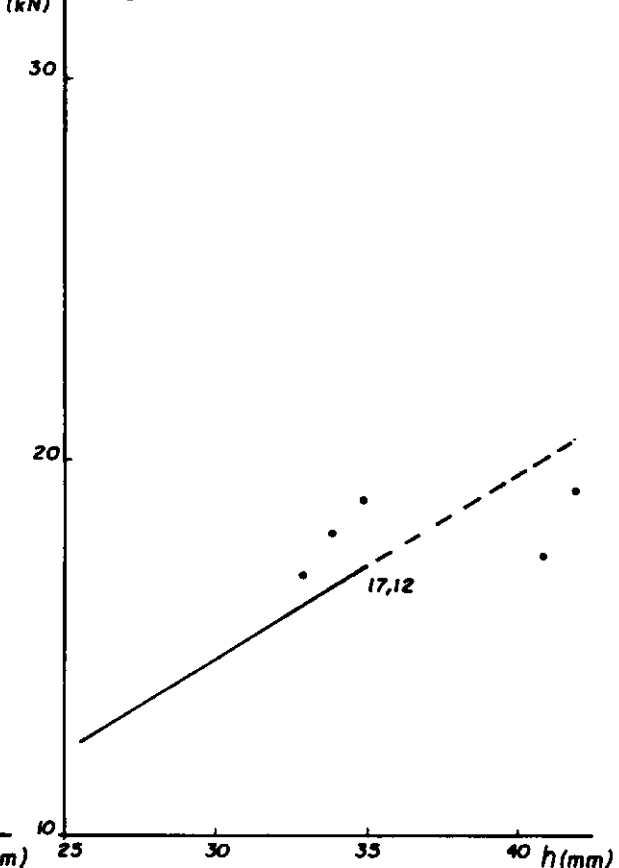


fig. III 19.

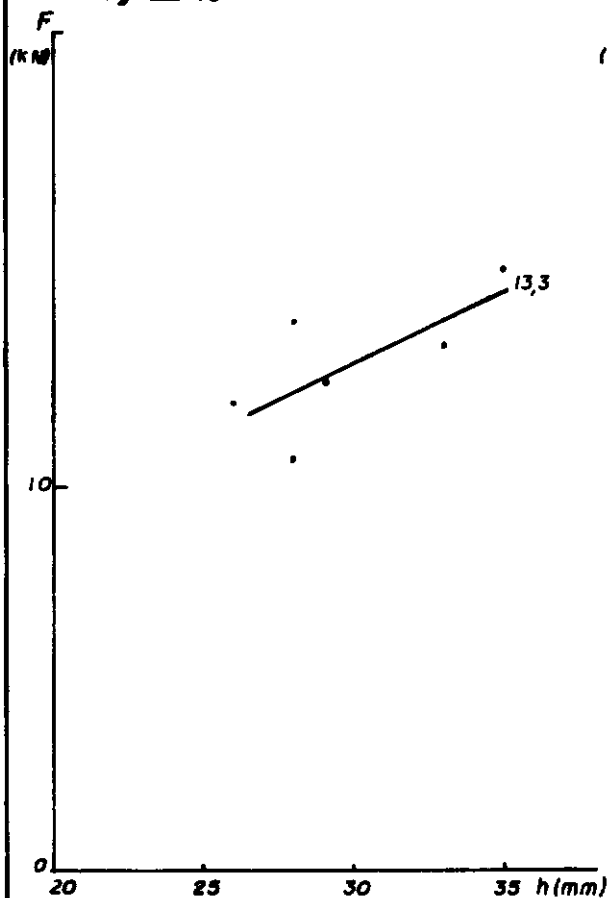


fig. III 20.

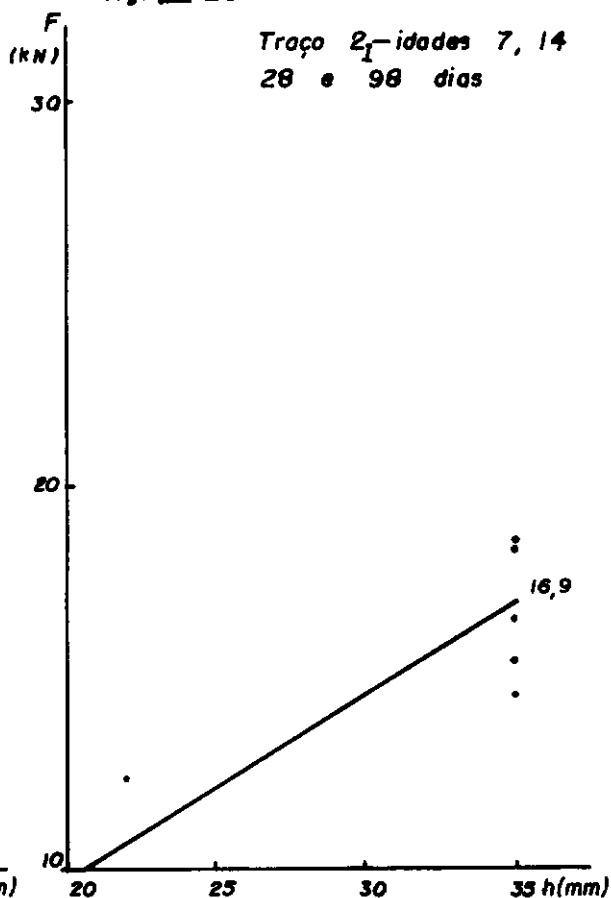


fig III 21.

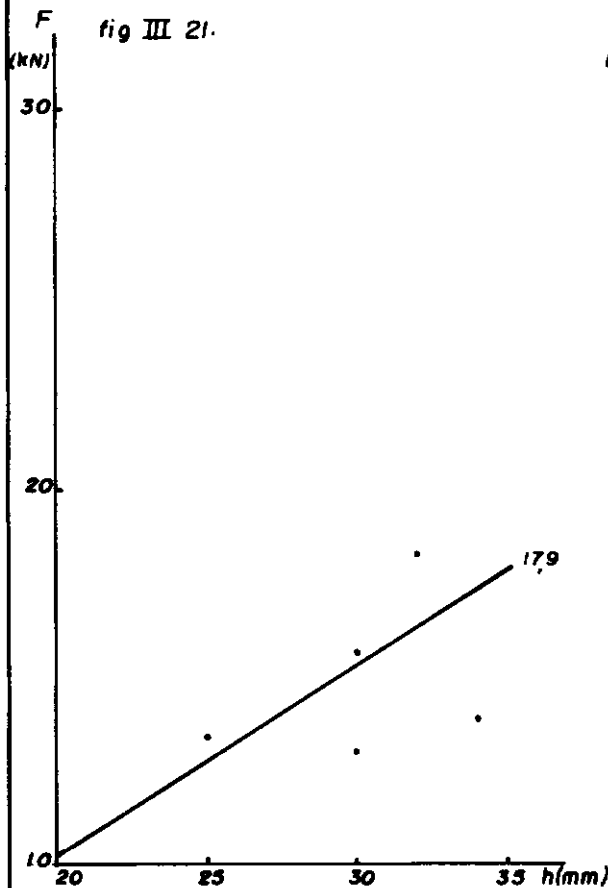


fig. III 22.

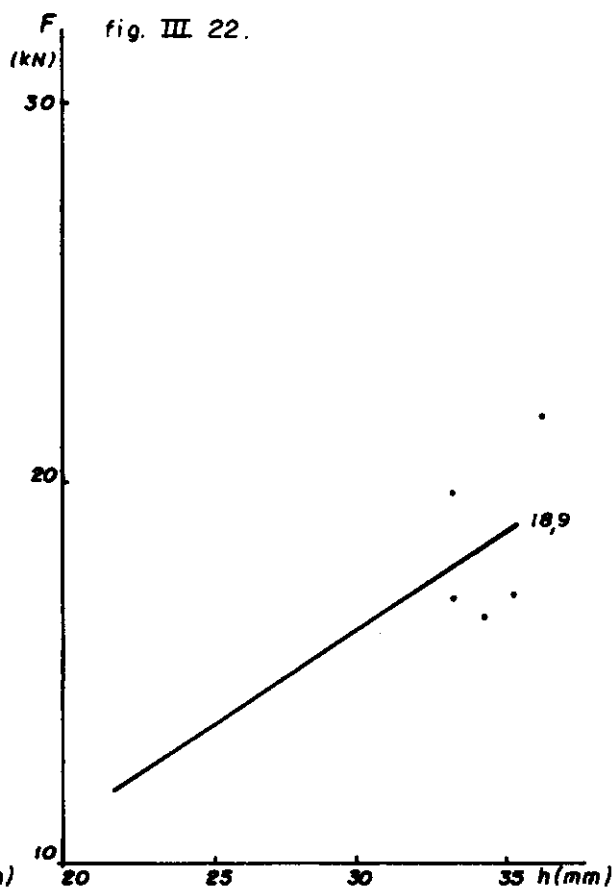
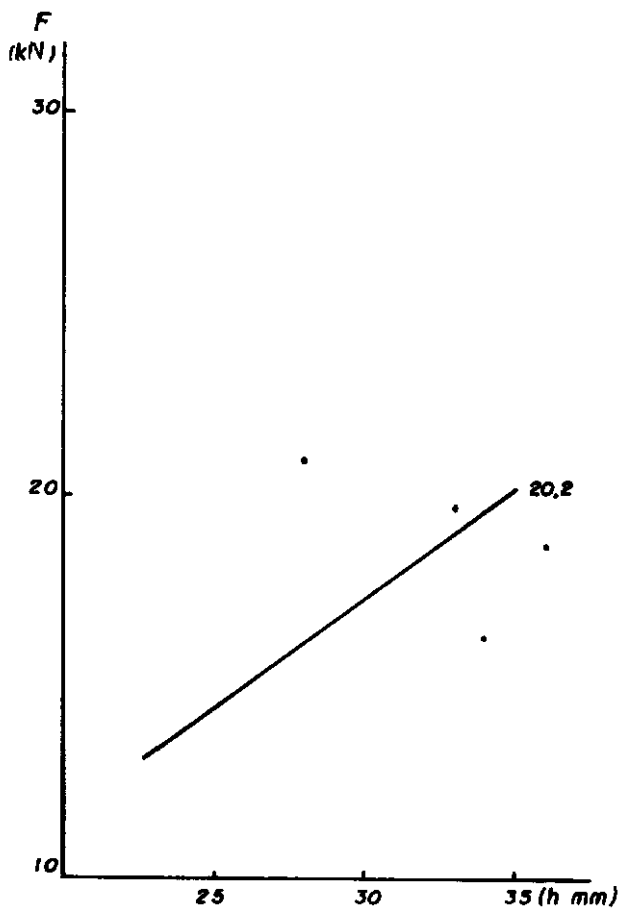
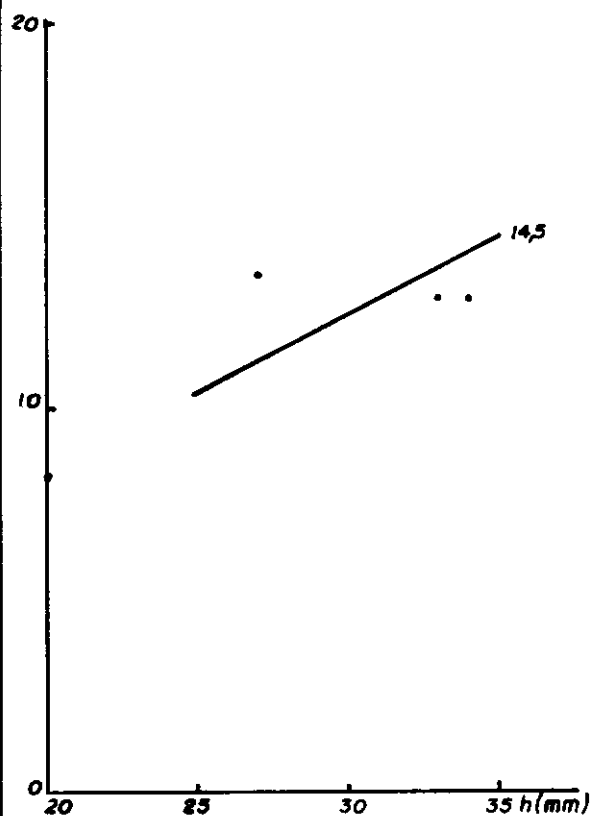


fig. III 23.

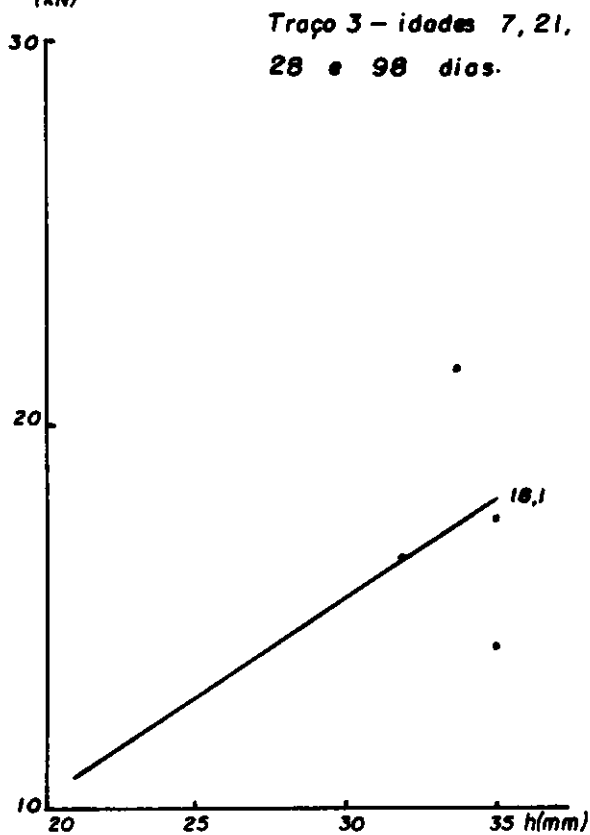
Traco 2_{II} idade 98 dias



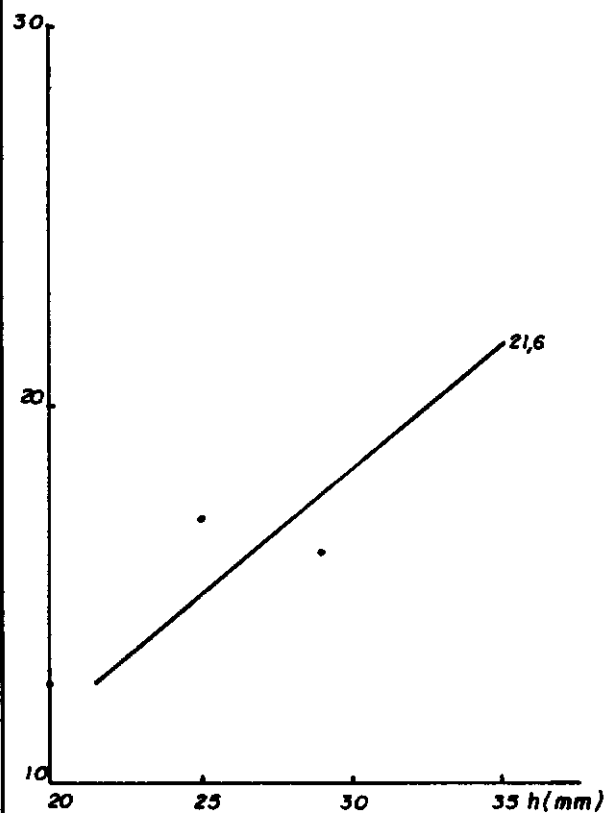
F fig. III 24.
(kN)



F fig. III 25.
(kN)



F fig. III 26.
(kN)



F fig. III 27.
(kN)

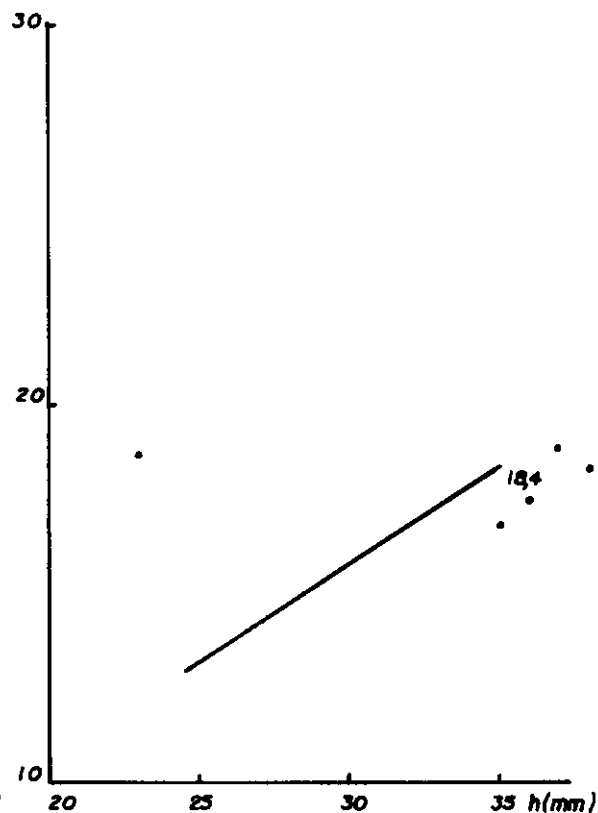


fig. III 28.

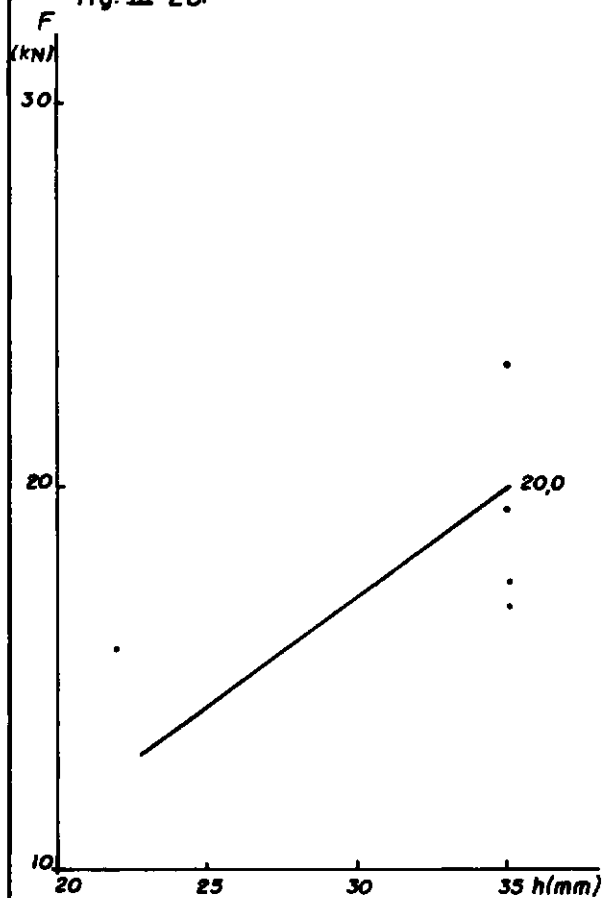


fig. III 29.

Trço 4 — idades 7, 21,
28 e 98 dias

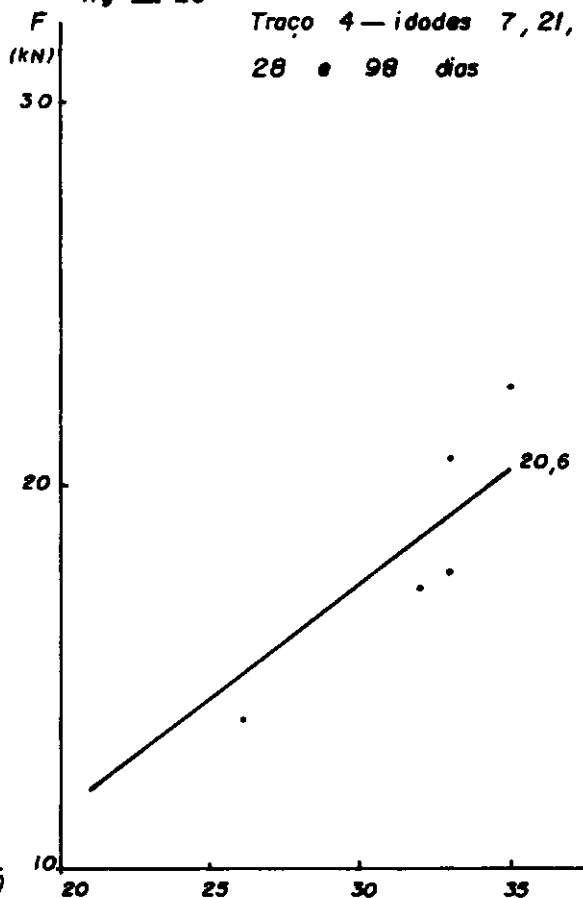


fig. III 30

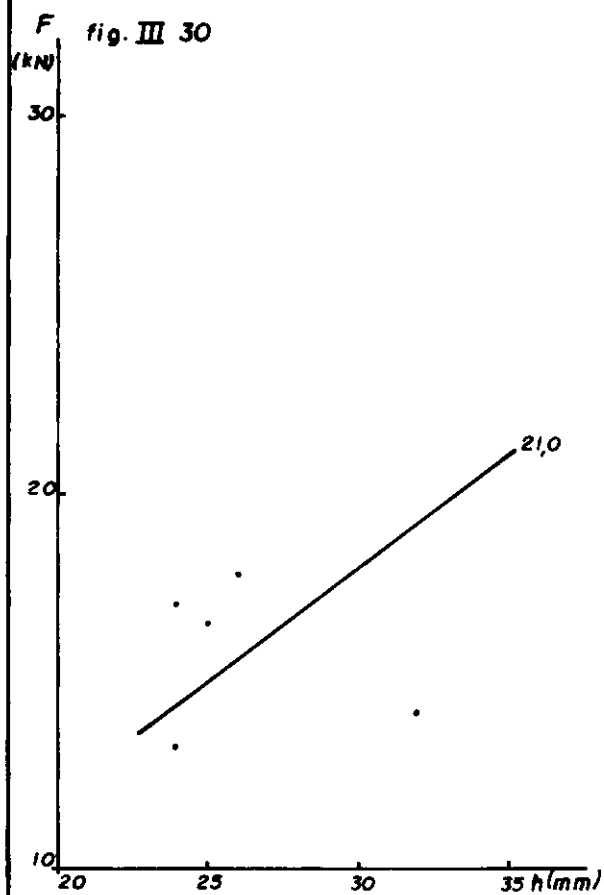


fig. III 31

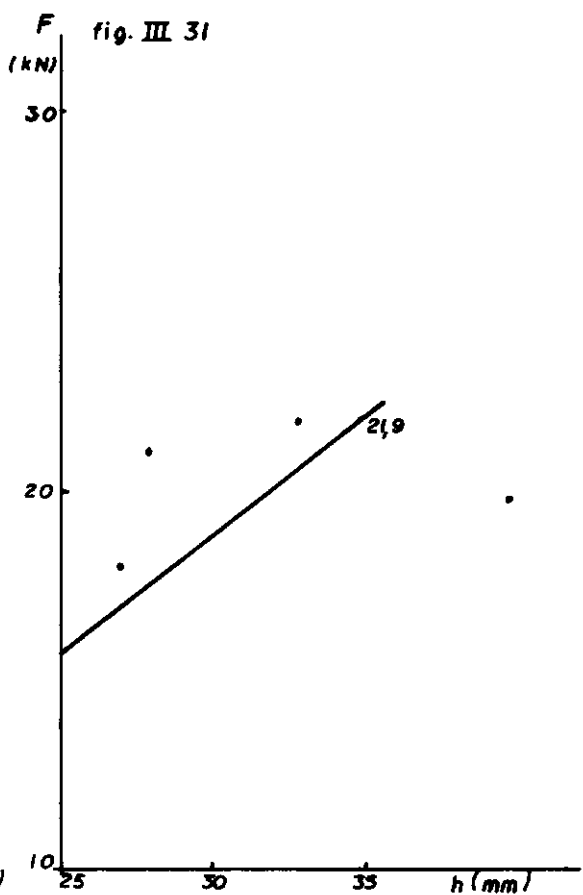


fig III 32.

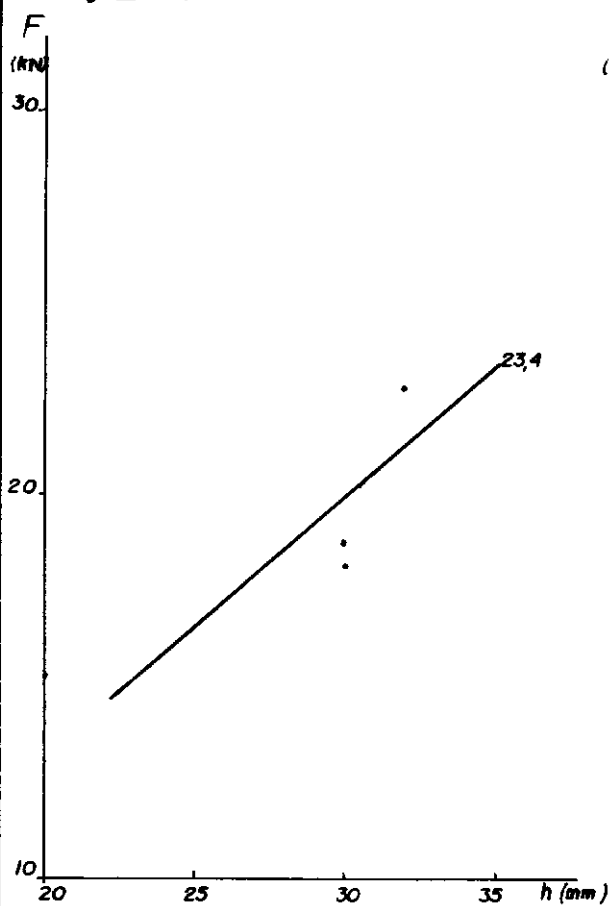


fig. III 33.

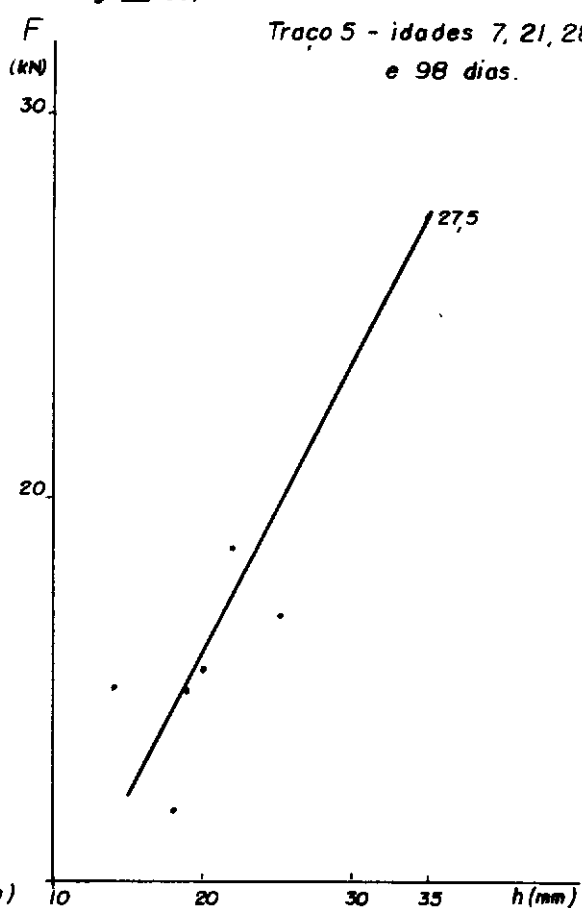


fig. III 34.

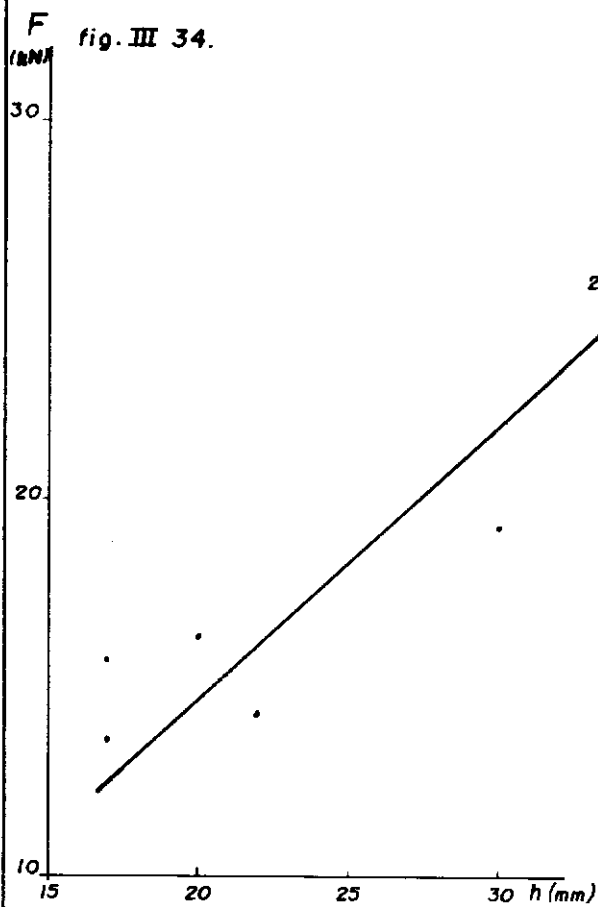


fig. III 35.

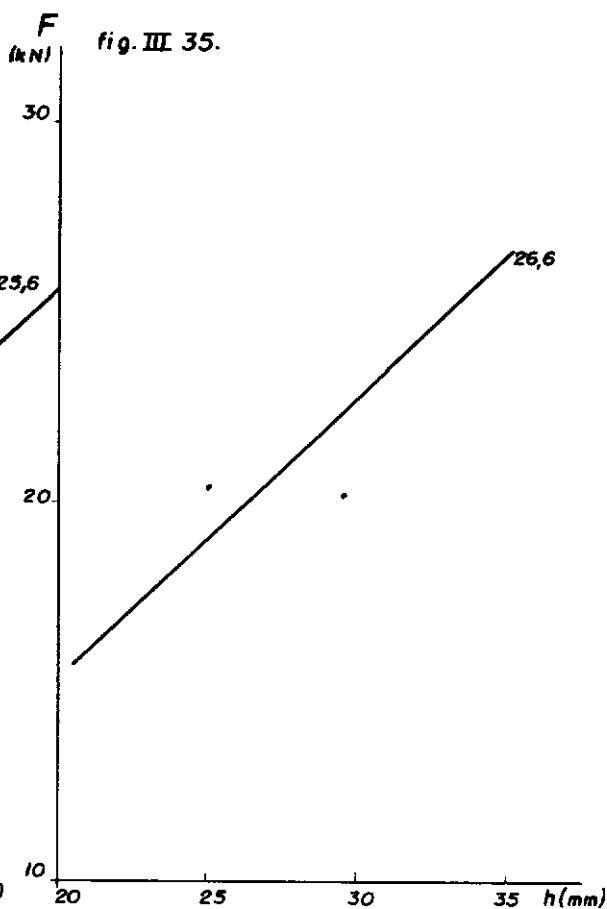


tabela III.5 - Valores da carga de arrancamento F resultantes de ensaios realizados em concretos com resistência à compressão f_c .

traço	f_c (MPa)	F (kN)
1	14,8	13,7
	17,4	14,5
	18,7	15,3
	22,1	17,1
2 I	17,2	13,3
	22,1	16,9
	23,5	17,9
	26,0	18,9
2 II	24,9	20,2
3	22,8	14,5
	28,0	18,1
	28,4	21,6
	31,4	18,4
4	32,1	20,0
	37,6	20,6
	38,7	21,0
	40,3	21,9
5	41,5	23,4
	46,5	27,5
	50,4	25,6
	53,1	26,6

III.1.5.3-Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a carga de arrancamento

Pela base teórica de NIELSEN et alii F deve ser função de f_c e f_t (fórmula III.1). Partindo desta premissa, usamos para relacionar a carga de arrancamento com a resistência do concreto a fórmula $F=a.f_t+b.f_c$, admitindo que $f_t=0,3.f_c^{2/3}$, relação sugerida nas recomendações CEB/FIP. Invertendo esta fórmula para obtermos $f_c = f(F)$ chegamos à relação

$$f_c = (19,906 \cos \frac{(\theta + 240^\circ)}{3} + 9,953)^3$$

onde

$$\theta = \arccos \left(\frac{2,479 \times 10^{-2} F^2 - 7,466 F}{562,120} + 1 \right)^{1/2} \quad (3)$$

Esta curva, como todas as outras incluídas neste trabalho, foi encontrada partindo-se dos resultados obtidos nos ensaios de 7, 14/21 e 28 dias, sendo incluídos os resultados dos ensaios de 98 dias somente no gráfico da figura III.36 e na avaliação do erro relativo médio da tabela III.6.

A partir da fórmula aproximada (fórmula III.4) e admitindo $f_t = 0,3 f_c^{2/3}$, chega-se à relação

$$f_c = \frac{2 \operatorname{tg}^2 \theta F^{3/2}}{(0,3 \pi h^2)} \quad (4)$$

Nas tabelas III.7 e III.8 são indicados os valores de f_c obtidos por esta fórmula para os diferentes valores de carga de arrancamento dos ensaios. Primeiramente foi escolhido o ângulo $\theta=28^\circ$ e obtido o erro relativo médio (tabela III.7). Na tentativa de minorar este erro foi feita a tabela III.8 em que o ângulo $\theta=28,17^\circ$ foi obtido pelo método dos mínimos quadrados. O erro relativo médio assim obtido não diferiu significativamente do anterior e na figura III.37 a curva apresentada é relativa ao ângulo $\theta = 28^\circ$.

Outros ajustes com curvas potenciais e exponenciais empíricas não serão incluídos aqui embora tenham sido traçadas estas curvas numa primeira tentativa de estabelecimento da correlação. Mesmo visualmente pôde-se observar a superioridade do ajuste feito utilizando-se simples polinômio cujo grau pode ser elevado até a obtenção de uma curva com a precisão desejada. O grau do polinômio na verdade fica limitado à praticidade no uso da fórmula. Devido a isto os polinômios usados foram somente de segundo e terceiro grau. Na tabela III.9 apresentamos o erro relativo médio para o polinômio de segundo grau mostrado no gráfico da figura III.38. Na tabela III.10 damos este erro relacionado ao polinômio de terceiro grau mostrado no gráfico da figura III.39 .

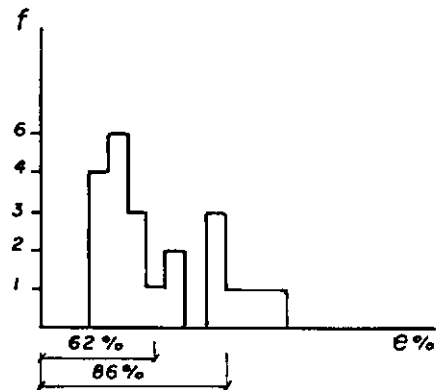
tabela III.6 - Verificação da aplicabilidade da relação

$$f_c = \frac{(19,906 \cos(\theta + 240^\circ) + 9,953)^3}{3} \quad (3)$$

onde

$$\theta = \arccos\left(\frac{2.479 \times 10^{-2} F^2 - 7,466 F}{562,120} + 1\right)^{1/2}$$

F (kN)	f _c real (MPa)	f _c form (MPa)	e (%)
13,7	14,8	16,9	12,17
14,5	17,4	18,4	5,57
15,3	18,7	20,1	6,76
17,1	22,1	23,9	7,59
13,3	17,2	16,1	6,94
16,9	22,1	23,5	5,84
17,9	23,5	25,7	8,60
18,9	26,0	28,0	7,25
20,2	24,9	31,2	20,10
14,5	22,8	18,4	23,73
18,1	28,0	26,2	6,99
21,6	28,4	34,7	18,11
18,4	31,4	26,9	16,89
20,0	32,1	30,7	4,65
20,6	37,6	32,2	16,94
21,0	38,7	33,2	16,73
21,9	40,3	35,5	13,67
23,4	41,5	39,4	5,28
27,5	46,5	51,1	9,02
25,6	50,4	45,5	10,67
26,6	53,1	48,4	9,62



62% dos pontos num intervalo
de $\pm 11\%$

86% dos pontos num intervalo
de $\pm 17\%$

$$\bar{e} = 11,10 \%$$

fig. III. 36 - $F \times f_c$ - Correlação utilizando a fórmula III. 3

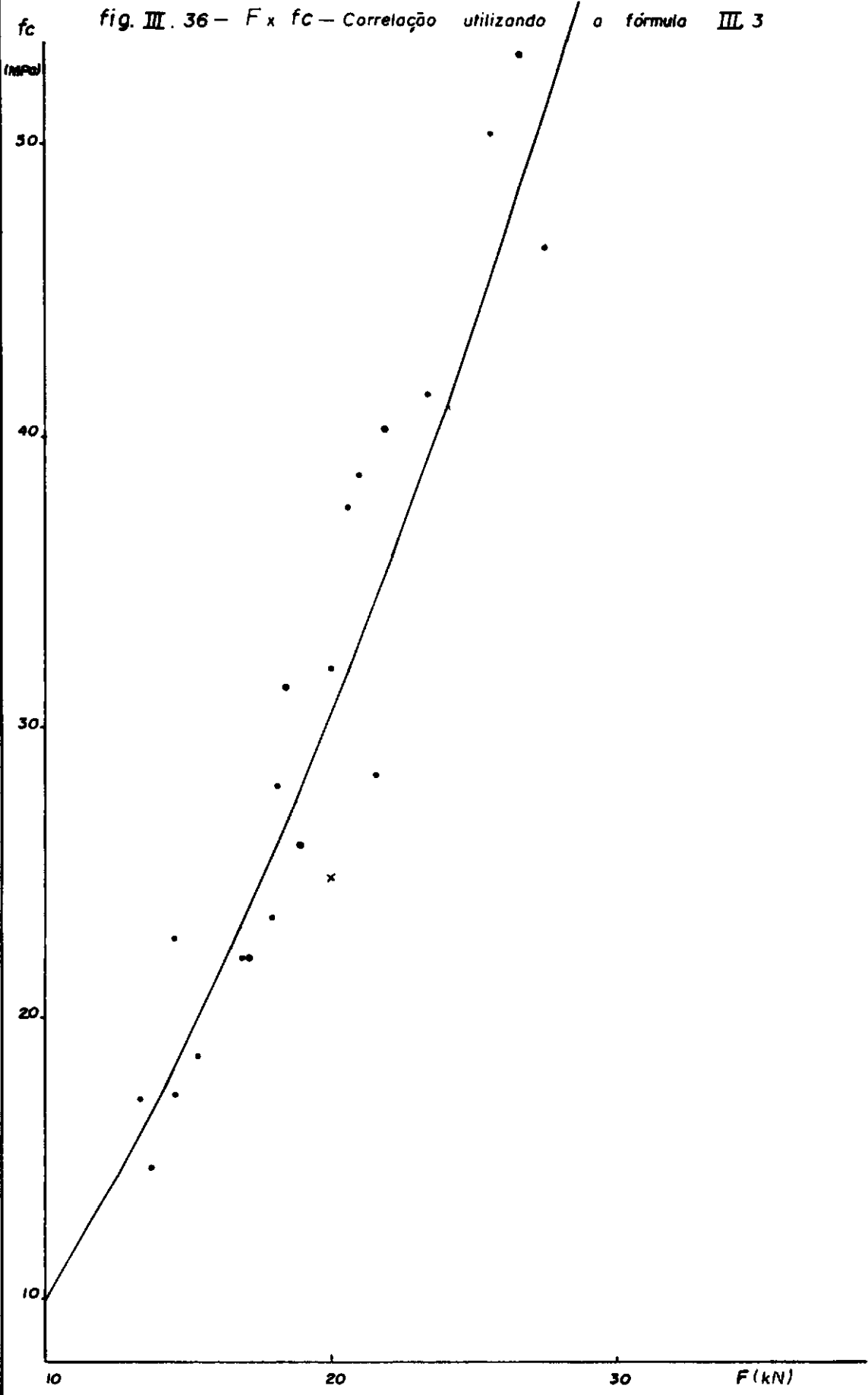


tabela III.7 - Verificação da aplicabilidade da fórmula:

$$f_c = \left(\frac{2 \operatorname{tg}^2 \theta F^{3/2}}{0,3 \pi h^2} \right) \quad (4)$$

com $\theta = 28^\circ$

F (35 mm) (kN)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
13,7	14,8	17,4	14,84
14,5	17,4	18,9	8,05
15,3	18,7	20,5	8,83
17,1	22,1	24,2	8,81
13,3	17,2	16,6	3,47
16,9	22,1	23,8	7,19
17,9	23,5	26,0	9,46
18,9	26,0	28,2	7,67
20,2	24,9	31,1	19,98
14,5	22,8	18,9	20,48
18,1	28,0	26,4	6,09
21,6	28,4	34,4	17,46
18,4	31,4	27,1	16,08
20,0	32,1	30,7	4,71
20,6	37,6	32,0	17,34
21,0	38,7	33,0	17,33
21,9	40,3	35,1	14,73
23,4	41,5	38,8	6,97
27,5	46,5	49,4	5,92
25,6	50,4	44,4	13,53
26,6	53,1	47,0	12,93

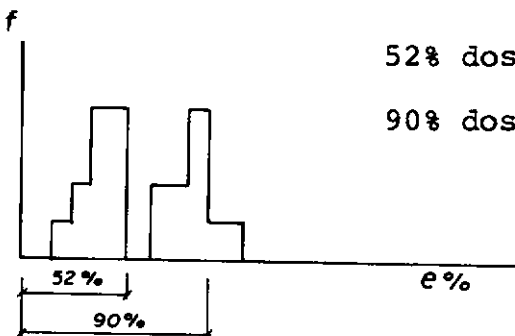
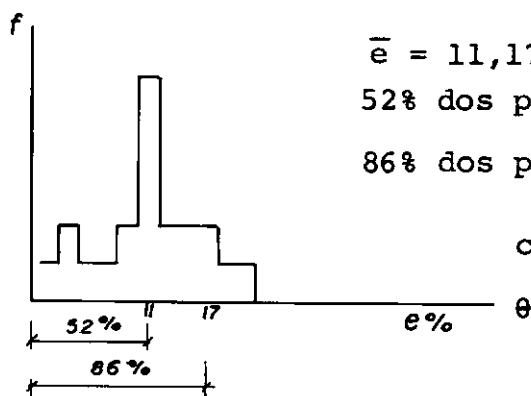
 $\bar{e} = 11,52\%$ 52% dos pontos num intervalo de $\pm 10\%$ 90% dos pontos num intervalo de $\pm 18\%$

tabela III.8 - Verificação da aplicabilidade da fórmula

$$f_c = \left(\frac{2 \operatorname{tg}^2 \theta F^{3/2}}{0.3 \pi h^2} \right) \quad (4)$$

com $\theta = 28,17^\circ$

F (35 mm) (kN)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
13,7	14,8	17,8	16,65
14,5	17,4	19,3	10,01
15,3	18,7	21,0	10,77
17,1	22,1	24,8	10,75
13,3	17,2	17,0	1,26
16,9	22,1	24,3	9,16
17,9	23,5	26,5	11,39
18,9	26,0	28,8	9,64
20,2	24,9	31,8	21,68
14,5	22,8	19,3	17,92
18,1	28,0	27,0	3,83
21,6	28,4	35,2	19,21
18,4	31,4	27,6	13,61
20,0	32,1	31,3	2,49
20,6	37,6	32,7	14,84
21,0	38,7	33,7	14,84
21,9	40,3	35,9	12,29
23,4	41,5	39,6	4,70
27,5	46,5	50,5	7,92
25,6	50,4	45,4	11,11
26,6	53,1	48,0	10,53

 $\bar{e} = 11,17\%$ 52% dos pontos num intervalo de $\pm 11\%$ 86% dos pontos num intervalo de $\pm 17\%$

com minimização em relação a

fig. III 37 — Relação entre $F \times f_c$ usando a fórmula simplificada .

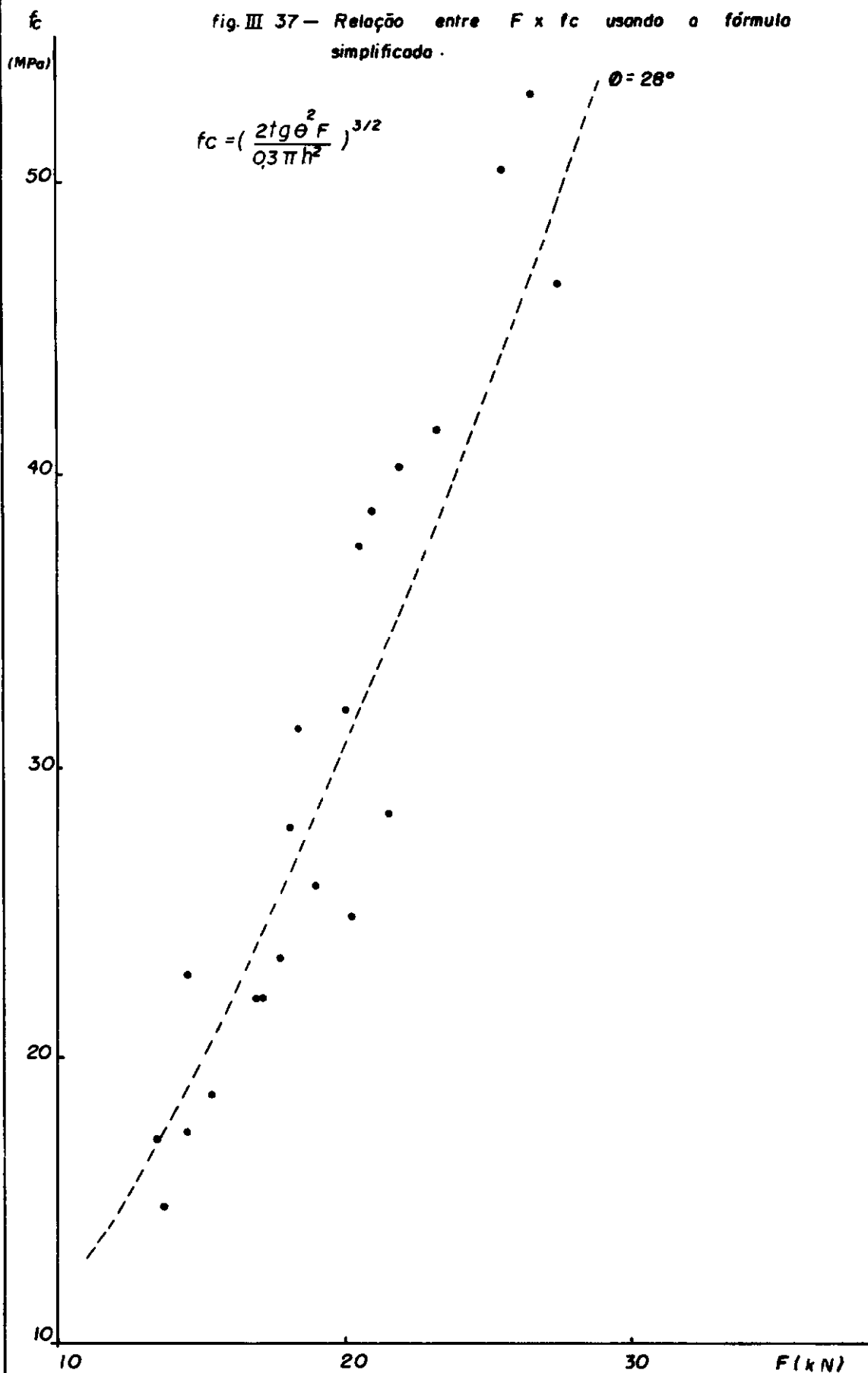


tabela III.9 - Verificação da aplicabilidade da relação

$$: f_c = -0,06 + 0,70F + 0,04F^2$$

(5)

F (kN)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
13,7	14,8	17,6	15,91
14,5	17,4	19,1	8,90
15,3	18,7	20,7	9,66
17,1	22,1	24,5	9,80
13,3	17,2	16,9	1,77
16,9	22,1	24,0	7,91
17,9	23,5	26,2	10,31
18,9	26,0	28,5	8,77
20,2	24,9	31,6	21,20
14,5	22,8	19,1	19,37
18,1	28,0	26,7	4,87
21,6	28,4	35,1	19,09
18,4	31,4	27,4	14,59
20,0	32,1	31,1	3,21
20,6	37,6	32,6	15,33
21,0	38,7	33,6	15,18
21,9	40,3	35,9	12,26
23,4	41,5	39,8	4,27
27,5	46,5	51,7	10,06
25,6	50,4	46,0	9,56
26,6	53,1	48,9	8,59

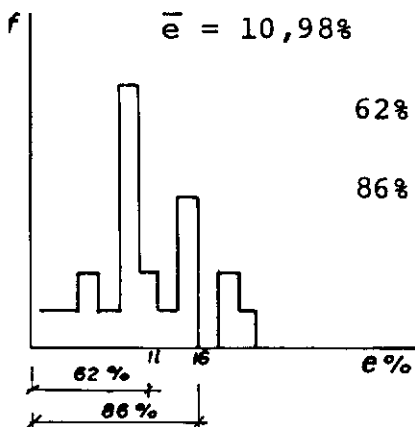
62% dos pontos num intervalo de $\pm 11\%$ 86% dos pontos num intervalo de $\pm 16\%$

fig. III 38

$F \times f_c$ — Correlação utilizando curva do 2º grau.

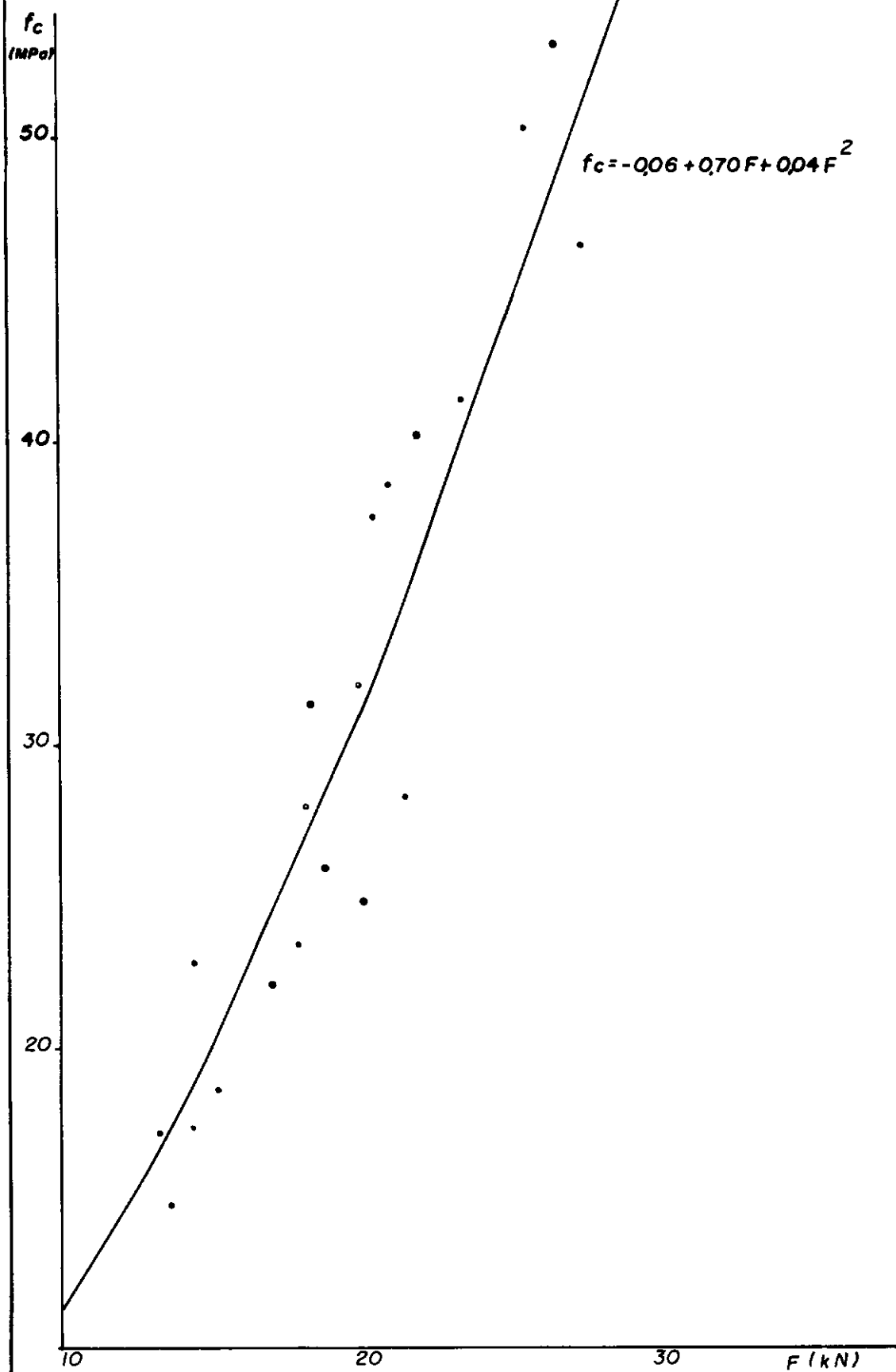


tabela III.10 - Verificação da aplicabilidade da relação

$$f_c = 0,01 - 0,55 F + 0,17 F^2 - 0,003F^3$$

(6)

F (kN)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
13,7	14,8	16,3	9,20
14,5	17,4	18,2	4,40
15,3	18,7	20,2	7,42
17,1	22,1	24,8	10,89
13,3	17,2	15,4	11,69
16,9	22,1	24,3	9,05
17,9	23,5	26,8	12,31
18,9	26,0	29,4	11,56
20,2	24,9	32,7	23,85
14,5	22,8	18,2	25,27
18,1	28,0	27,3	2,56
21,6	28,4	36,3	21,76
18,4	31,4	28,1	11,74
20,0	32,1	32,2	0,31
20,6	37,6	33,8	11,24
21,0	38,7	34,8	11,21
21,9	40,3	37,0	8,91
23,4	41,5	40,7	1,97
27,5	46,5	49,4	6,07
25,6	50,4	45,6	10,53
26,6	53,1	47,7	11,32

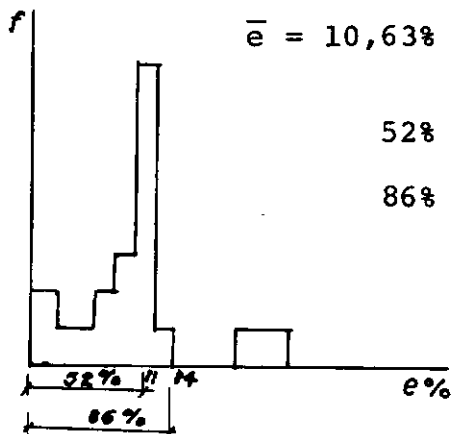
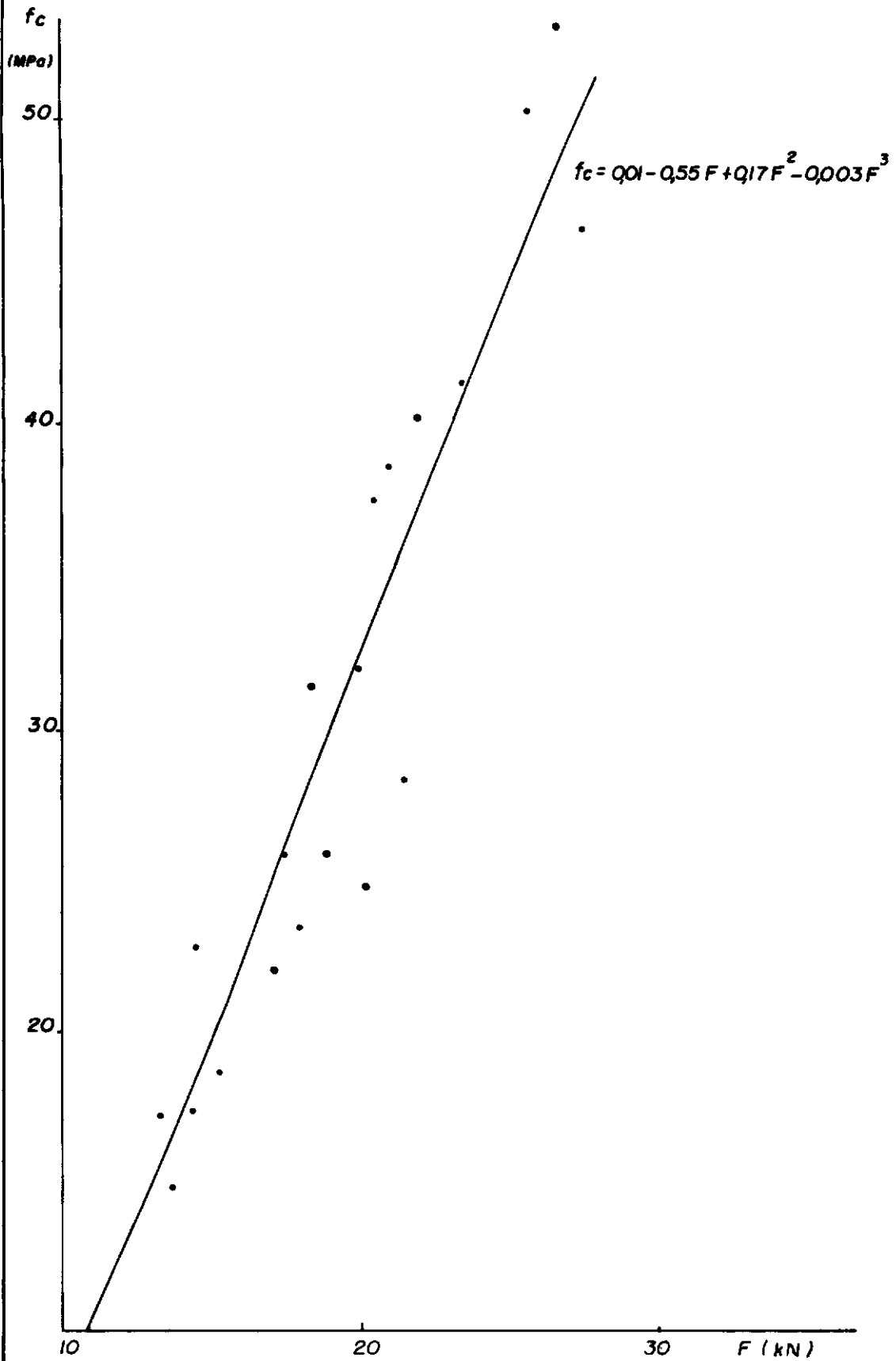


fig. III 39 — $F \times f_c$ Correlação utilizando curva do 3º grau.



III.2 - Método de Penetração de Pinos

III.2.1 - Equipamento utilizado

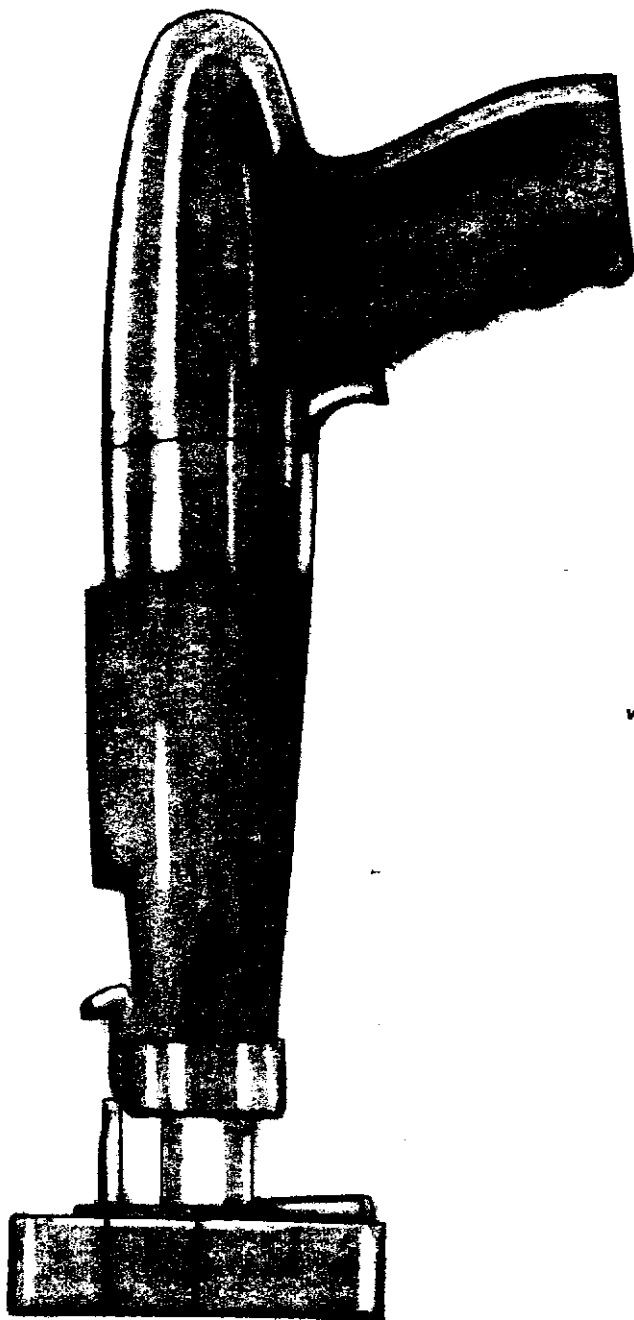
O método foi executado utilizando pistola, pinos WSW de 55 mm e cartuchos "CBC" forte WALSYWA (figura III.40).

III.2.2 - Peças ensaiadas

Os ensaios foram executados nas mesmas peças concretadas para o ensaio de arrancamento. Sua disposição obedeceu ao descrito na figura III.41. Para cada idade foram disparados 20 pinos, divididos em 4 grupos de 5 pinos cada, sendo desprezados aqueles que não ficaram suficientemente firmes, podendo ser arrancados facilmente sem auxílio de ferramentas.

III.2.3 - Resultados

fig. III 40.



*Fincapino
vermelho forte
C22 Curto*


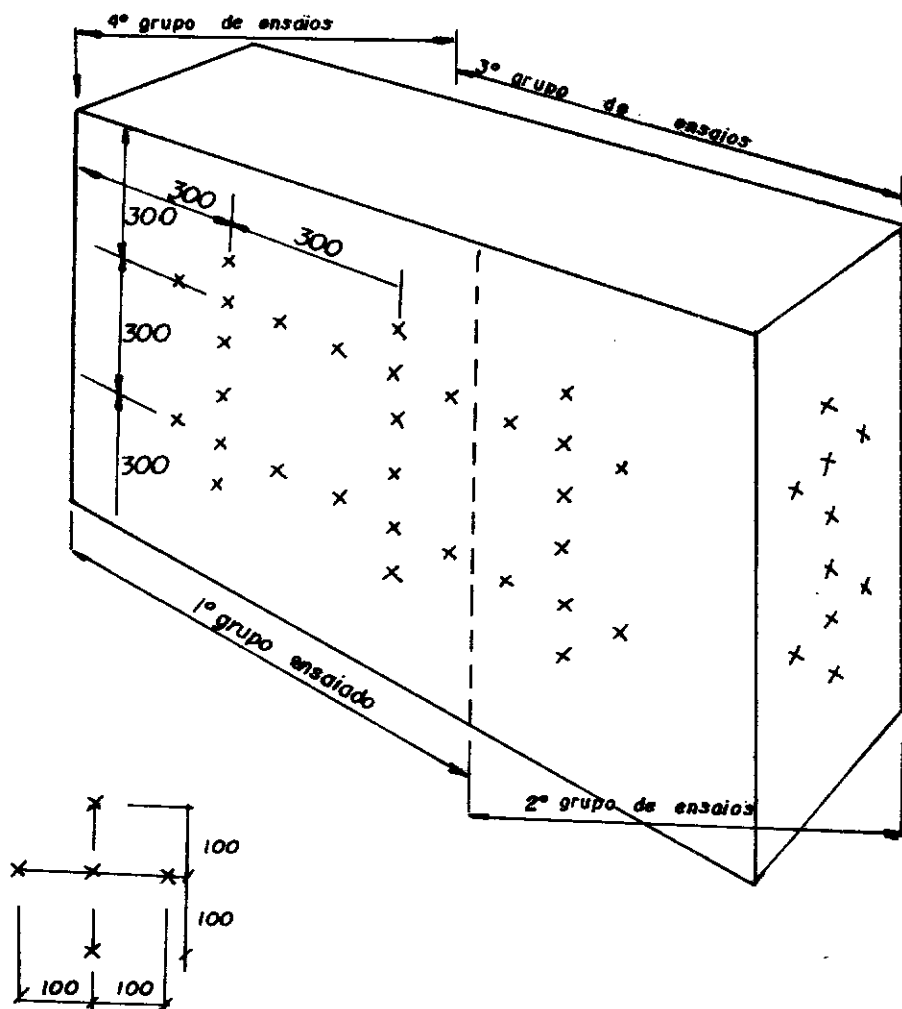
CÓDIGO	HASTE DE PENETRACAO	DIÂMETRO DA CABEÇA	PINOS LISOS de 1/4" (6,3mm) com haste de penetração $\varnothing = 4\text{mm}$
1/4 X 55mm	50mm	6,3mm	

figura . III . 41 .



III.2.3.1 - Penetração de Pinos

Como já citado no ítem III.2.2, para cada série de ensaios foram disparados 20 pinos, divididos em 4 grupos - de 5 pinos cada. Cada um dos pinos teve seu comprimento exposto medido 4 vezes, com um paquímetro, e o valor desse comprimento foi considerado como sendo a média dos quatro valores obtidos. O comprimento de penetração dos pinos foi determinado subtraindo esta média do comprimento total do pino.

Dentro de cada grupo foi tirada uma média e a diferença máxima entre o comprimento exposto dos pinos deste grupo. Quando esta diferença excedeu 8,32mm (valor retirado da ASTM C803), o valor que mais distava da média foi abandonado e nova média foi calculada, tornando a ser verificada a diferença máxima entre os pinos restantes. O processo foi repetido até que esta diferença fosse menor ou igual a 8,32 mm. Se neste processo 3 pinos tivessem de ser eliminados, todo o grupo seria desprezado, mas isto não chegou a ocorrer.

Tendo as 4 médias dos grupos acima, nova média foi obtida a partir delas e a diferença máxima entre as médias dos grupos foi limitada em 4,06mm (ASTM C803). Quando este valor foi excedido, o procedimento acima citado foi aplicado e nova média foi calculada. Em 9 casos, as médias finais foram calculadas entre 3 grupos; nos demais os quatro grupos foram considerados. Estas médias foram relacionadas na tabela III.11.

tabela III.11 - Valores da penetração de pinos ℓ_p resultantes de ensaios realizados em concretos com resistência à compressão f_c .

traço	f_c (MPa)	ℓ_p (mm)
1	14,8	33,4
	17,4	32,9
	18,7	30,4
	22,1	26,3
2 _I	17,2	33,0
	22,1	30,3
	23,5	30,9
	26,0	24,0
3	22,8	34,3
	28,0	28,1
	28,4	27,7
	31,4	23,8
4	32,1	27,5
	37,6	25,3
	38,7	25,6
	40,3	22,7
5	41,5	26,2
	46,5	24,3
	50,4	25,3
	53,1	19,9

III.2.3.2 - Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a penetração do pino.

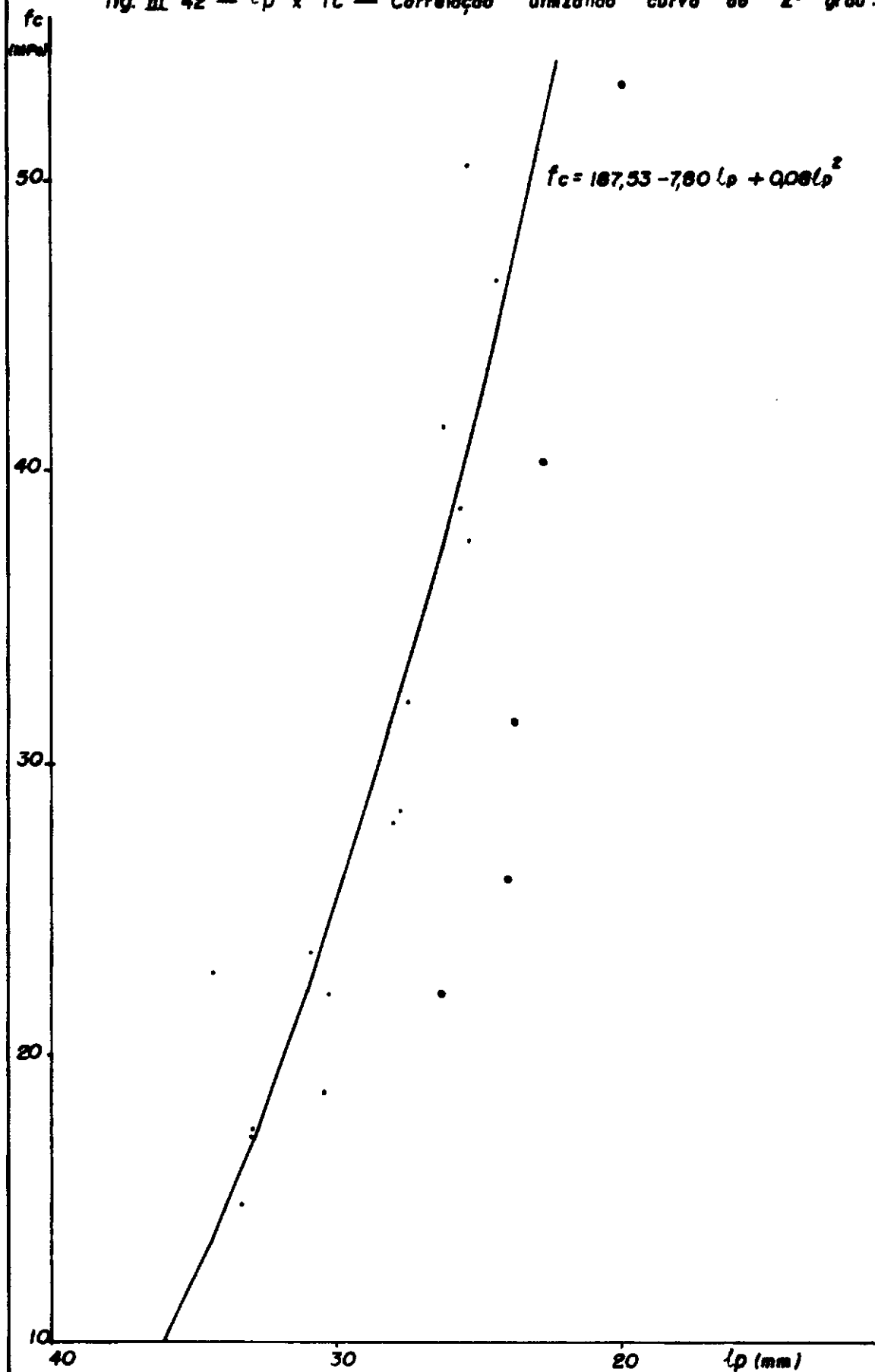
Para relacionar a resistência à compressão do concreto e a penetração do pino também foram feitos, numa primeira tentativa, ajustes utilizando curvas potenciais e exponenciais. Como no caso do Método de Arrancamento, estas curvas não se ajustavam como os polinômios e não foram incluídas no trabalho. Assim, pela simplicidade de sua aplicação, verificamos os erros relativos médios utilizando polinômios de segundo e de terceiro grau. Na tabela III.12 são apresentados os valores de erros obtidos usando-se uma única curva para todos os resultados. Na figura III.42 esta curva foi traçada, notando-se o afastamento dos pontos obtidos como resultados de ensaios aos 98 dias. Na tabela III.13 foi calculado o erro médio usando-se dois polinômios de mesmo grau, um para os primeiros ensaios e outro para os resultados de 98 dias. Mesma distinção ocorreu com o uso do polinômio de terceiro grau, como nos mostra a figura III.43. Na tabela III.14 apresentam-se os valores de erros obtidos usando-se a curva única, enquanto que - na tabela III.15 é mostrado o erro médio com o uso de dois polinômios seguindo o mesmo procedimento acima explicado.

tabela III.12 - Verificação da aplicabilidade da fórmula

$$f_c = 187,53 - 7,80 \, l_p + 0,08 \, l_p^2$$

l_p (mm)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
33,4	14,8	16,1	8,07
32,9	17,4	17,3	0,57
30,4	18,7	24,2	22,73
26,3	22,1	37,6	41,22
33,0	17,2	17,1	0,06
30,3	22,1	24,5	9,80
30,9	23,5	22,7	3,53
24,0	26,0	46,3	43,84
34,3	22,8	13,9	64,03
28,1	28,0	31,4	10,82
27,7	28,4	32,7	13,15
23,8	31,4	47,1	33,33
27,5	32,1	33,4	3,89
25,3	37,6	41,3	8,96
25,6	38,7	40,2	3,73
22,7	40,3	51,6	21,90
26,2	41,5	38,0	9,21
24,3	46,5	45,1	3,10
25,3	50,4	41,3	21,79
19,9	53,1	63,9	16,90

fig. III 42 — $l_p \times f_c$ — Correlação utilizando curva de 2º grau.



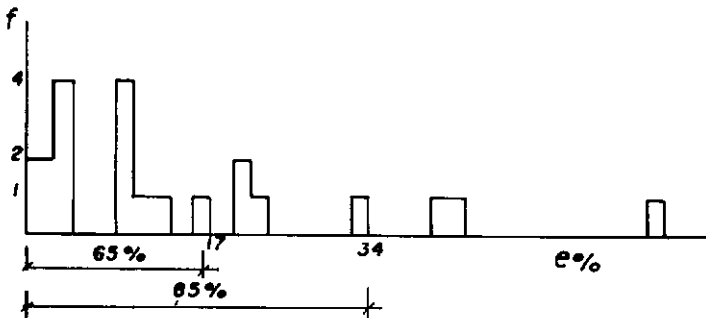
Como todas as curvas estudadas neste trabalho, o ajuste foi realizado utilizando-se os dados obtidos nos ensaios de 7, 14/21 e 28 dias. Os pontos obtidos nos ensaios de 98 dias foram incluídos apenas na fase final, ou seja, quando verificamos os erros relativos cometidos com o uso da curva anteriormente ajustada.

Nas correlações estudadas sob o ítem III.1.5.3 - não houve aumento nos erros relativos quando incluímos os dados de ensaios aos 98 dias. No caso atual, entretanto, considerando uma só curva como representativa para todas as idades, temos:

$$\bar{e} = 17,07\%$$

65% dos pontos num intervalo de $\pm 17\%$

85% dos pontos num intervalo de $\pm 34\%$

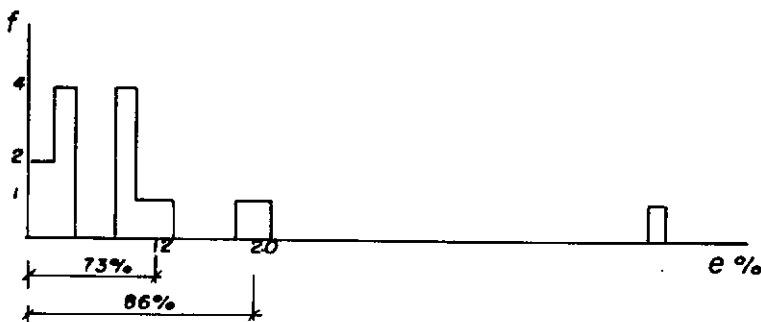


Considerando esta curva apenas para os resultados dos ensaios entre 7 e 28 dias, temos:

$$\bar{e} = 12,28\%$$

73% dos pontos num intervalo de $\pm 12\%$

86% dos pontos num intervalo de $\pm 20\%$

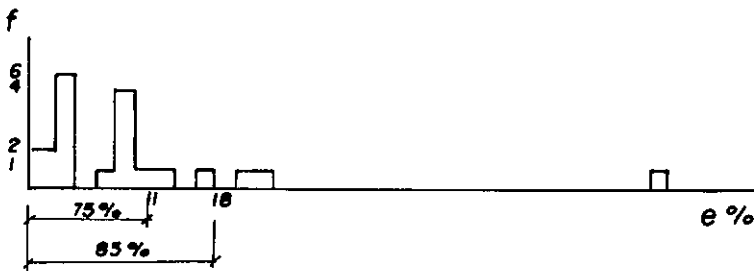


Optamos assim por utilizar esta curva para representar os resultados de ensaios obtidos entre 7 e 28 dias so mente, usando para os resultados dos ensaios de 98 dias uma curva semelhante a esta, obtendo-se

$$\bar{e} = 11,24\%$$

75% dos pontos num intervalo $\pm 11\%$

85% dos pontos num intervalo $\pm 18\%$



Esta solução não pode ser considerada definitiva em vista dos poucos resultados existentes.

tabela III.13 - Verificação da aplicabilidade das fórmulas

$$f_c = 187,53 - 7,80 \ell_p + 0,08 \ell_p^2 \quad (7)$$

(resultados de 7 a 28 dias)

$$f_c = 172,81 - 7,80 \ell_p + 0,08 \ell_p^2$$

(**resultados de 98 dias)

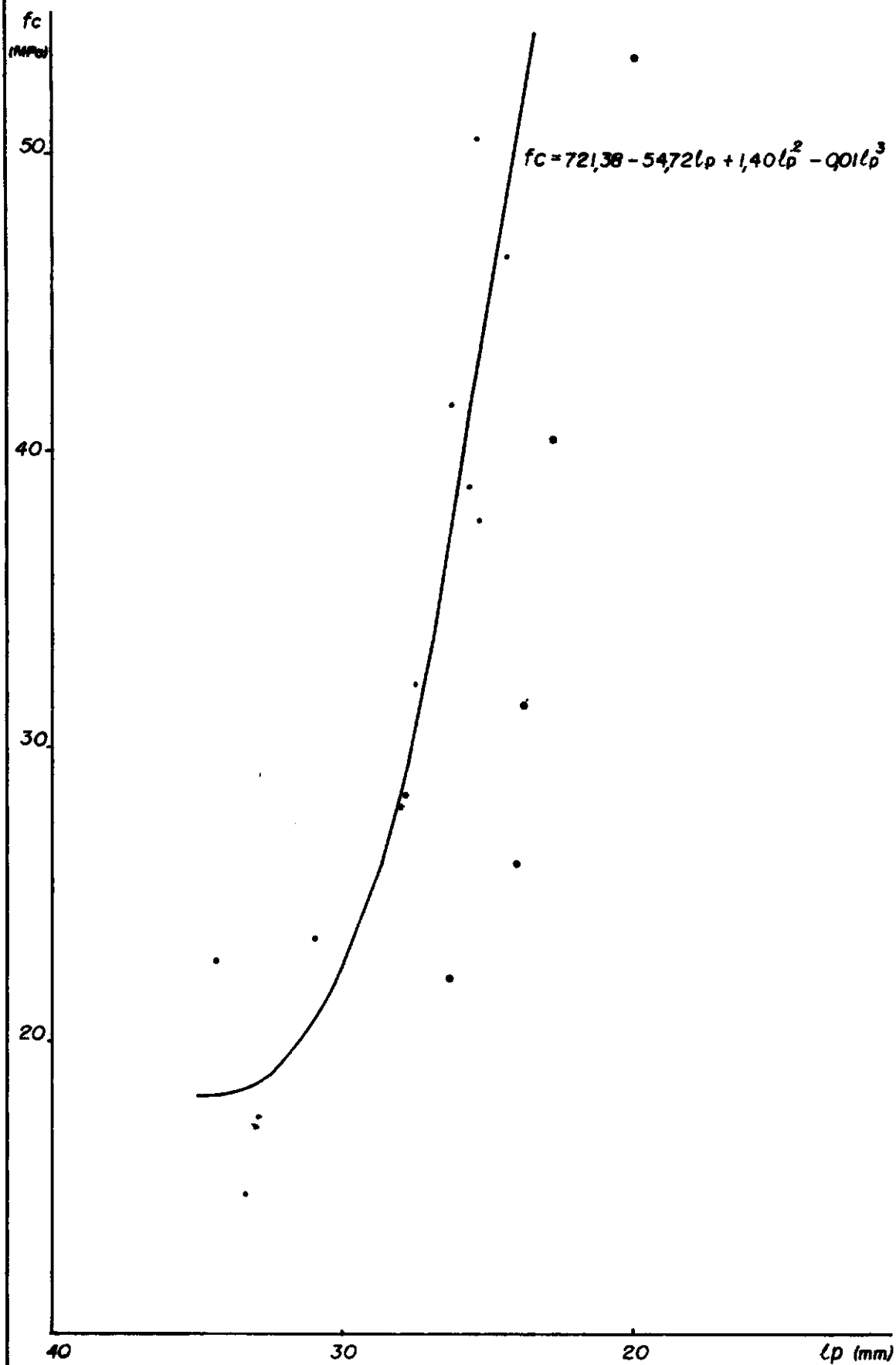
ℓ_p (mm)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
33,4	14,8	16,1	8,07
32,9	17,4	17,3	0,57
30,4	18,7	24,2	22,73
26,3**	22,1	22,9	3,49
33,0	17,2	17,1	0,06
30,3	22,1	24,5	9,80
30,9	23,5	22,7	3,52
24,0**	26,0	31,6	17,72
34,2	22,8	13,9	64,03
28,1	28,0	31,4	10,82
27,7	28,4	32,7	13,15
23,8**	31,4	32,4	3,09
27,5	32,1	33,4	3,89
25,3	37,6	41,3	8,96
25,6	38,7	40,2	3,73
22,7**	40,3	36,9	9,21
26,2	41,5	38,0	9,21
24,3	46,5	45,1	3,10
25,3	50,4	41,3	21,79
19,9**	53,1	49,2	7,93

tabela III.14 - Verificação da aplicabilidade da fórmula

$$f_c = 721,38 - 54,72 \ell_p + 1,40 \ell_p^2 - 0,01 \ell_p^3$$

ℓ_p (mm)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
33,4	14,8	18,3	19,13
32,9	17,4	18,5	5,95
30,4	18,7	21,8	14,22
26,3	22,1	36,7	39,78
33,0	17,2	18,4	6,52
30,3	22,1	22,0	0,45
30,9	23,5	20,8	12,98
24,0	26,0	51,8	49,81
34,3	22,8	18,1	25,54
28,1	28,0	28,4	1,41
27,7	28,4	30,0	5,33
23,8	31,4	53,4	41,20
27,5	32,1	30,9	3,88
25,3	37,6	42,6	11,74
25,6	38,7	40,7	4,91
22,7	40,3	62,9	35,93
26,2	41,5	37,2	11,56
24,3	46,5	49,5	6,06
25,3	50,4	42,6	18,31
19,9	53,1	93,9	43,45

fig. III 43— $l_p \times f_c$ — Correlação utilizando curva do 3º grau.

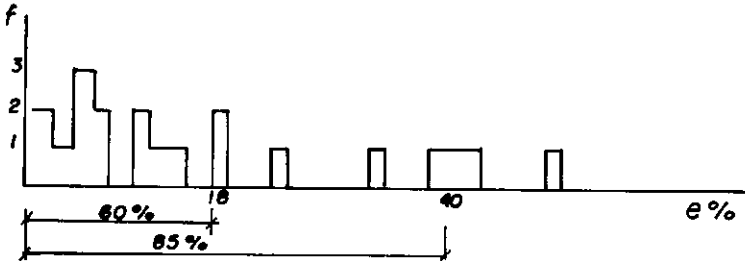


Considerando uma sã curva como representativa para todas as idades, temos:

$$\bar{e} = 17.91\%$$

60% dos pontos num intervalo de $\pm 18\%$

85% dos pontos num intervalo de $\pm 40\%$

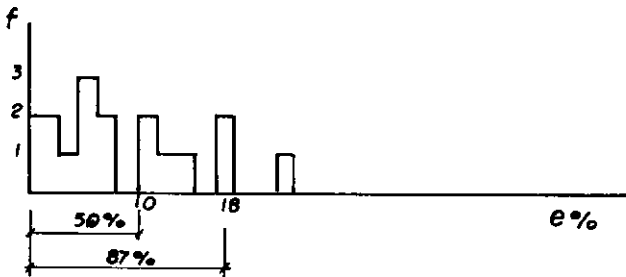


Considerando esta curva apenas para os resultados dos ensaios entre 7 e 28 dias, temos:

$$\bar{e} = 9.87\%$$

50% dos pontos num intervalo de $\pm 10\%$

87% dos pontos num intervalo de $\pm 19\%$



Optando mais uma vez por utilizar esta curva para representar os resultados de ensaios obtidos entre 7 e 28 dias, usamos uma curva semelhante à esta para os ensaios de 98 dias, obtendo:

$$\bar{e} = 11,96\%$$

60% dos pontos num intervalo $\pm 12\%$

85% dos pontos num intervalo $\pm 20\%$

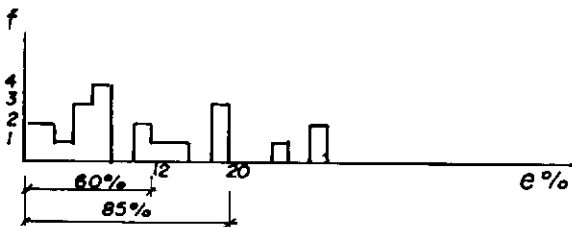


tabela III.15 - Verificação da aplicabilidade das fórmulas

$$f_c = 721,38 - 54,72 \ell_p + 1,40 \ell_p^2 - 0,01 \ell_p^3$$

(resultados de 7 a 28 dias) (8)

$$f_c = 701,88 - 54,72 \ell_p + 1,40 \ell_p^2 - 0,01 \ell_p^3$$

(**resultados de 98 dias)

ℓ_p (mm)	f_c real (MPa)	f_c form (MPa)	e (%)
33,4	14,8	18,3	19,13
32,9	17,4	18,5	5,95
30,4	18,7	21,8	14,22
26,3**	22,1	17,2	28,49
33,0	17,2	18,4	6,52
30,3	22,1	22,0	0,45
30,9	23,5	20,8	12,98
24,0**	26,0	32,3	19,50
34,3	22,8	18,1	25,54
28,1	28,0	28,4	1,41
27,7	28,4	30,0	5,33
23,8**	31,4	33,9	7,37
27,5	32,1	30,9	3,88
25,3	37,6	42,6	11,74
25,6	38,7	40,7	4,91
22,7**	40,3	43,4	7,14
26,2	41,5	37,2	11,56
24,3	46,5	49,5	6,06
25,3	50,4	42,6	18,31
19,9**	53,1	74,4	28,63

III.3 - Correlação entre a carga de arrancamento e a penetração de pino.

Pelas mesmas considerações anteriormente feitas , novamente optamos pelo uso de polinômios para relacionar os resultados obtidos através dos dois métodos de teste parcialmente destrutivos utilizados neste trabalho (tabela III.16). O uso do polinômio de segundo grau mostrou-se satisfatório, não havendo necessidade do uso de polinômio de grau maior. Como nas vezes anteriores em que foi envolvido o Método da Penetração de Pinos, também foi determinado um primeiro polinômio para todos os resultados dos ensaios (tabela III.17). Este polinômio foi traçado (figura III.44) e observamos o afastamento dos resultados - dos ensaios de 98 dias. Assim, usamos este polinômio para os resultados entre 7 e 28 dias e um outro semelhante, apenas deslocado na origem, para os resultados de 98 dias. Com isto obtivemos um menor valor do erro relativo médio (tabela III.18)

tabela III.16 - Valores da penetração de pinos ℓ_p correspondentes aos valores da carga de arrancamento F.

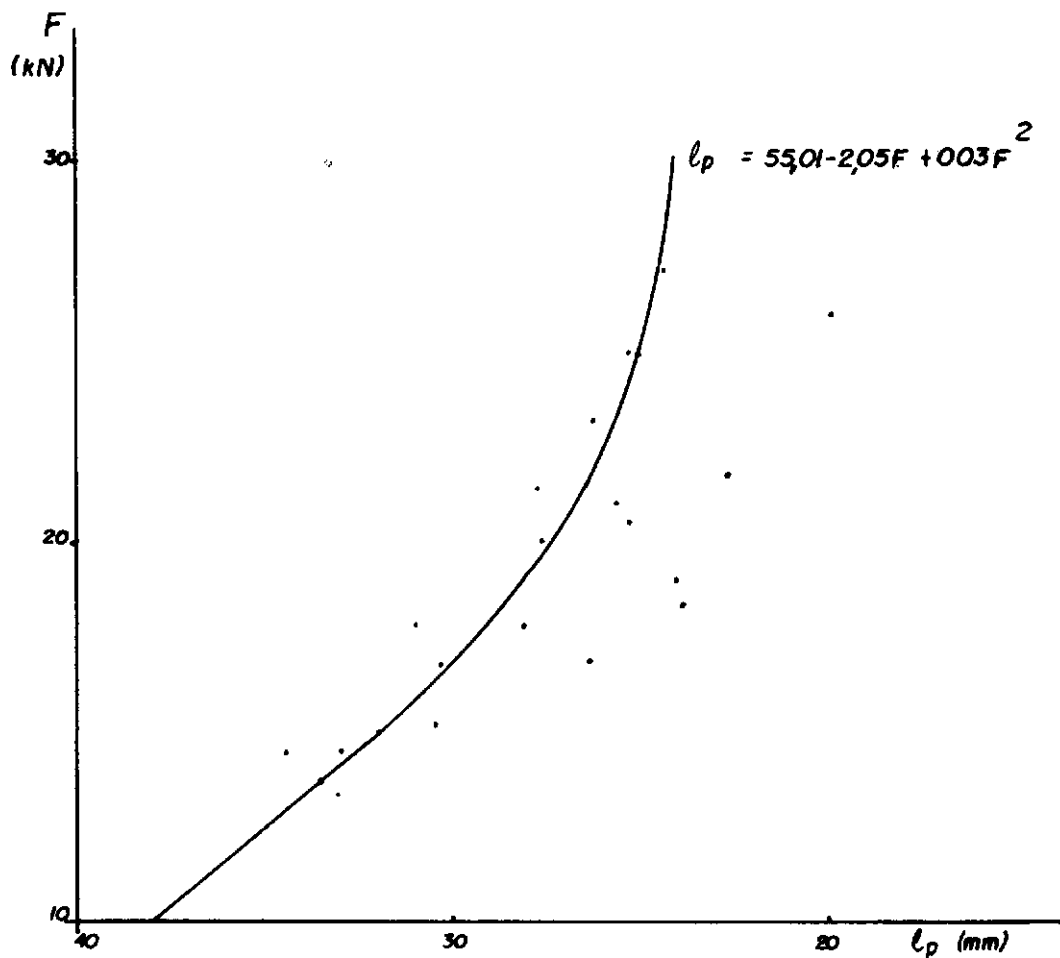
traço	F (kN)	ℓ_p (mm)
1	13,7	33,4
	14,5	32,9
	15,3	30,4
	17,1	26,3
2 I	13,3	33,0
	16,9	30,3
	17,9	30,9
	18,9	24,0
3	14,5	34,3
	18,1	28,1
	21,6	27,7
	18,4	23,8
4	20,0	27,5
	20,6	25,3
	21,0	25,6
	21,9	22,7
5	23,4	26,2
	27,5	24,3
	25,6	25,3
	26,6	19,9

tabela III.17 - Verificação da aplicabilidade da fórmula

$$l_p = 55,01 - 2,05F + 0,03F^2$$

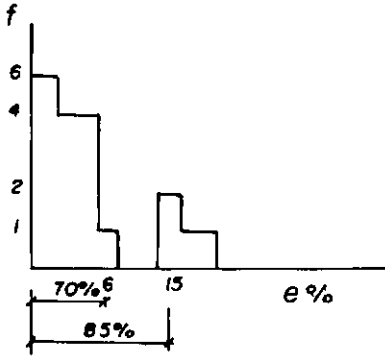
F (kN)	l_p real (mm)	l_p form (mm)	e (%)
13,7	33,4	33,3	0,30
14,5	32,9	32,4	1,54
15,3	30,4	31,6	3,80
17,1	26,3	29,9	12,04
13,3	33,0	33,8	2,37
16,9	30,3	30,1	0,66
17,9	30,9	29,2	5,82
18,9	24,0	28,4	15,49
14,5	34,3	32,4	5,86
18,1	28,1	29,0	3,10
21,6	27,7	26,6	4,13
18,4	23,8	28,8	17,36
20,0	27,5	27,6	0,36
20,6	25,3	27,2	6,99
21,0	25,6	27,0	5,19
21,9	22,7	26,4	14,02
23,4	26,2	25,7	1,94
27,5	24,3	24,4	0,41
25,6	25,3	24,8	2,02
26,6	19,9	24,6	19,11

fig. III 44— $\ell_p \times F \Rightarrow$ Correlação utilizando curva do 2º grau.



Considerando uma só curva como representativa para todas as idades, temos:

$$\bar{e} = 6.13\%$$

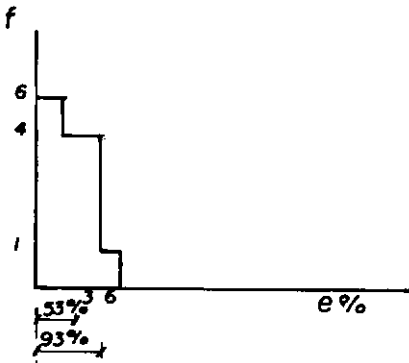


70% dos pontos num intervalo de $\pm 6\%$

85% dos pontos num intervalo de $\pm 15\%$

Se, como nos itens anteriores em que foram envolvidos os resultados obtidos pelo método da penetração de pinos, considerarmos esta curva apenas para os resultados dos ensaios entre 7 e 28 dias, temos:

$$\bar{e} = 2.97\%$$

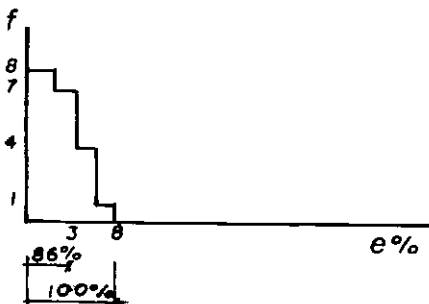


53% dos pontos num intervalo de $\pm 3\%$

93% dos pontos num intervalo de $\pm 6\%$

Seguindo o procedimento adotado no item III.2.3.2, utilizamos uma curva semelhante, apenas deslocada de sua origem, para os ensaios de 98 dias.

Neste caso, temos $\bar{e} = 2.76\%$



com 86% dos pontos num intervalo de $\pm 3\%$

tabela III.18 - Verificação da aplicabilidade das fórmulas

$$l_p = 55,01 - 2,05 F + 0,03 F^2$$

(resultados de 7 a 28 dias)

(9)

$$l_p = 50,73 - 2,05 F + 0,03 F^2$$

(**resultados de 98 dias)

F (kN)	l_p real (mm)	l_p form (mm)	e (%)
13,7	33,4	33,3	0,30
14,5	32,9	32,4	1,54
15,3	30,4	31,6	3,80
17,1**	26,3	25,6	2,73
13,3	33,0	33,8	2,37
16,9	30,3	30,1	0,66
17,9	30,9	29,2	5,82
18,9**	24,0	24,1	0,41
14,5	34,3	32,4	5,86
18,1	28,1	29,0	3,10
21,6	27,7	26,6	4,13
18,4**	23,8	24,5	2,86
20,0	27,5	27,6	0,36
20,6	25,3	27,2	6,99
21,0	25,6	27,0	5,19
21,9**	22,7	22,1	2,71
23,4	26,2	25,7	1,94
27,5	24,3	24,4	0,41
25,6	25,3	24,8	2,02
26,6**	19,9	20,3	1,97

III.4 - Análise dos resultados

Não há base para a decisão acerca da curva a ser utilizada nas correlações entre a resistência do concreto e carga de arrancamento. As fórmulas verificadas, os erros relativos médios e as distribuições dos mesmos estão relacionados na tabela III.19. Do mesmo modo, também foram muito próximos os resultados obtidos através das curvas verificadas para estabelecer uma correlação entre a resistência do concreto e a penetração de pino (tabela III.20). Os erros relativos médios ficaram próximos em ambos os casos e o pequeno número de pontos envolvidos nos cálculos não permite conclusões acerca do intervalo em que obtivemos 85% dos pontos. Assim, poderíamos optar, por exemplo, pelas curvas mais simples (os polinômios de segundo grau). Só com a continuação da pesquisa e a obtenção de um grande número de resultados poderíamos nos decidir por uma das curvas apresentadas ou mesmo por uma nova curva.

tabela III.19 - Resumo dos resultados obtidos com as diversas fórmulas verificadas para o cálculo da resistência à compressão do concreto a partir da carga de arrancamento.

Fórmula	\bar{e} %	distribuição
$f_c = \frac{(19,906 \cos(\theta + 240^\circ) + 9,953)^3}{3} \quad (3)$ $\theta = \arccos\left(\frac{2,479 \times 10^{-2} F^2 - 7,466 F}{562,120} + 1\right)^{1/2}$	11,10	
$f_c = \left(\frac{2 \operatorname{tg} \theta^2 F}{0,3 \pi h^2}\right)^{3/2} \quad \text{com } \theta = 28,17 \quad (4)$	11,17	
$f_c = -0,06 + 0,70F + 0,04 F^2 \quad (5)$	10,98	
$f_c = 0,01 - 0,55F + 0,17F^2 - 0,003F^3 \quad (6)$	10,63	

tabela III.20 - Resumo dos resultados obtidos com as diversas fórmulas verificadas para o cálculo da resistência à compressão do concreto a partir da penetração de pinos.

Fórmula	\bar{e}_g	distribuição
$f_c = 187,53 - 7,80 l_p + 0,08 l_p^2$ <p style="text-align: center;">e (7)</p> $f_c = 172,81 - 7,80 l_p + 0,08 l_p^2$	11,24	
$f_c = 721,38 - 54,72 l_p + 1,40 l_p^2 - 0,01 l_p^3$ <p style="text-align: center;">e (8)</p> $f_c = 701,88 - 54,72 l_p + 1,40 l_p^2 - 0,01 l_p^3$	11,96	

CAPÍTULO IV

Conclusões

O método de arrancamento, embora necessitando de aperfeiçoamento, nos parece promissor. Pequenas modificações na execução do furo poderão garantir uma profundidade de ensaio constante, o que eliminará as extrapolações feitas neste trabalho.

É flagrante a necessidade de novas pesquisas englobando maior número de variáveis como o tipo e tamanho máximo do agregado, tipo de cimento, etc..., as quais definirão - a(s) curva(s) a ser(em) adotada(s) para o método.

Também são necessárias pesquisas adicionais vi-sando modificar o equipamento montado para o teste (base+maca-co+haste) de modo a torná-lo mais leve e de mais fácil transla-do e manuseio.

O método da penetração de pinos, como usado no Brasil, também necessita de maiores pesquisas, envolvendo tipos e tamanhos máximos de agregado, tipos de cimento, uso de aditivos, etc... . Alguns fatores não foram mencionados como partes dos estudos em trabalhos anteriores e há necessidade de verificar sua influência nos resultados dos ensaios.

Os resultados de 98 dias deste trabalho não seguiam as curvas inicialmente traçadas com os resultados entre 7 e 28 dias. Não pudemos estabelecer as causas desta discrepância e sugerimos estudos adicionais visando quantificar os efeitos de carbonatação e/ou problemas com o equipamento de teste que não tenham sido detectados.

ANEXOS

A.. Métodos Combinados

É comumente usado o método da dureza superficial, que fornece dados acerca das condições de superfície, junto com o ultra-som que permite análise do interior da massa do concreto*. No seu uso ocorre ainda a influência dos diversos fatores que influenciam os métodos separadamente, mas esta é minimizada com os dados adicionais fornecidos pela combinação. Há um aumento na acurácia e uma redução do coeficiente de variação.

A partir dos dados obtidos por estes métodos combinados podem ser traçadas curvas de igual resistência, cujas formas variam de pesquisador para pesquisador (figuras A..1 e A..2).

Outros testes não destrutivos podem ser combinados. MACDONALD e RAMAKRISHNAN (36) pesquisaram velocidade do pulso ultra-sônico e método da maturidade com o acréscimo do fator água/cimento, obtendo melhores correlações (figuras A..3 e A..4). LOGOTHETIS e TASSIOS (34) combinaram dureza superficial ultra-som e "pull out".

*Neste caso temos os seguintes trabalhos:

Bocca(5); Cianfrone e Facaoaru(17); Facaoaru(21); Galan(23); Knaze e Beno(32); Meynink e Samarin(43); Pohl (57) ; Samarin e Meynink (59); Schickert(60).

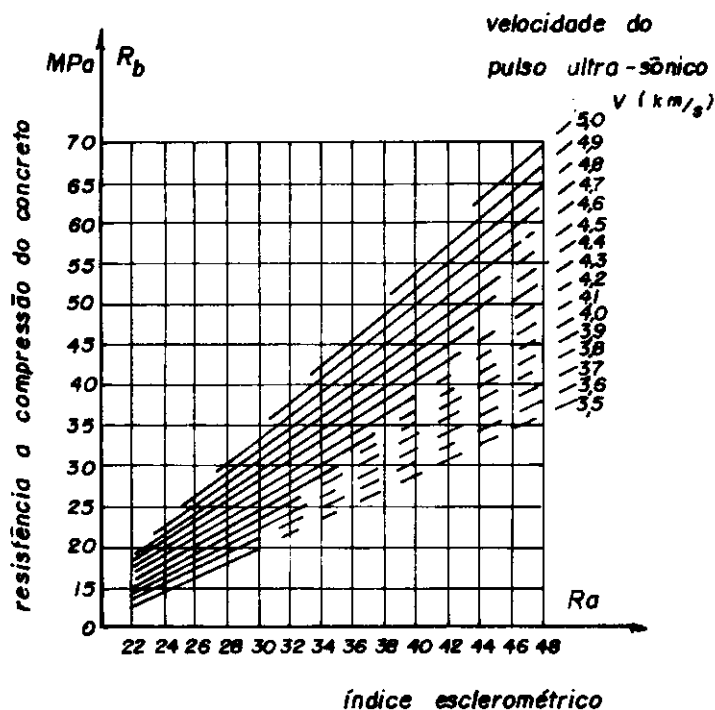


fig.A 1 — Relação envolvendo índice esclerométrico, velocidade do pulso ultra-sônico e resistência do concreto (GALAN, 1984) (23)

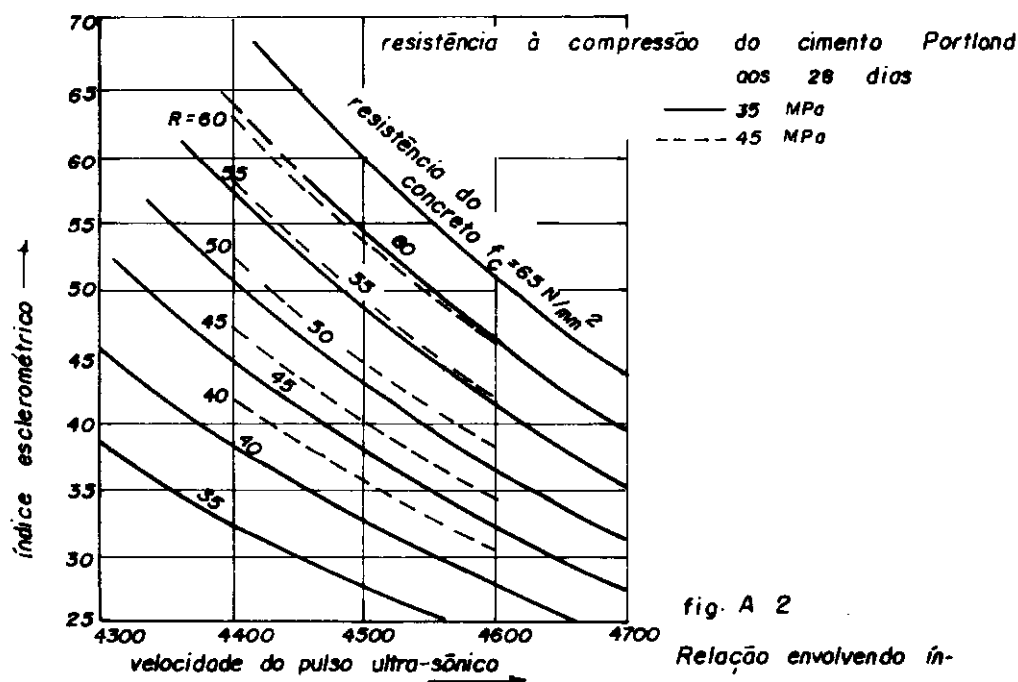


fig. A 2

Relação envolvendo índice esclerométrico, velocidade do pulso ultra-sônico e resistência do concreto. (SCHICKERT, 1984) (60).

$$f_c = A + B (\log_{10} \text{Maturity } ^\circ\text{F hr}) + C (w/c)$$

$$\sum ^\circ\text{F hr} = 1.8 \sum ^\circ\text{C hr} + \sum 32 \text{ hr}$$

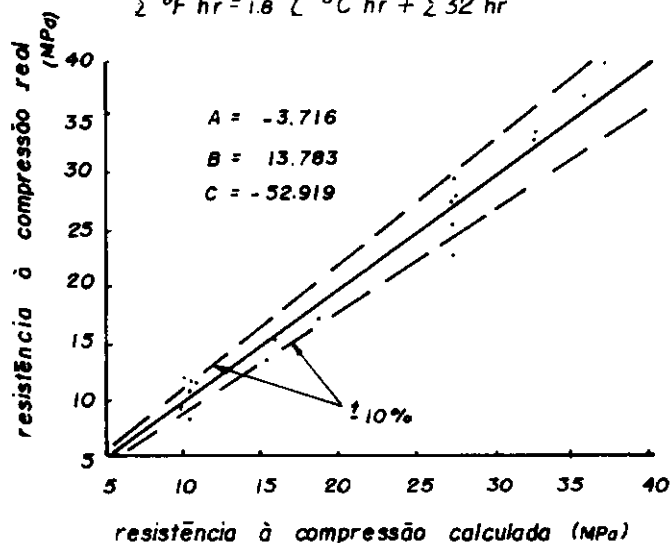


fig. A. 3. — Relação entre as resistências à compressão real e calculada com uso da maturidade e fator água/cimento (MACDONALD e RAMAKRISHNAN, 1979) (36).

$$f_t = A + B (\log_{10} \text{Maturity } ^\circ\text{F hr}) + C (w/c)$$

$$\sum ^\circ\text{F hr} = 1.8 \sum ^\circ\text{C hr} + 32 \sum \text{hr}$$

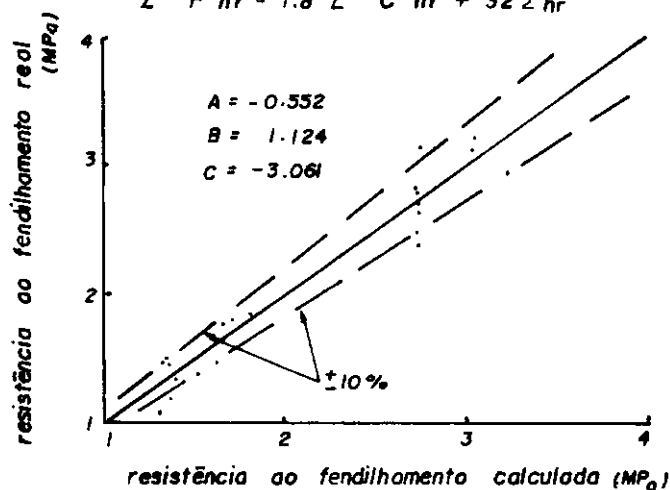


fig. A. 4. — Relação entre as resistências ao fendilhamento real e calculada com o uso da maturidade e fator água/cimento.

B.. Método da Ressonância

Pelo método da ressonância utilizamos um emissor ajustável com cuja variação procuramos obter uma das frequências naturais da peça. Quando a frequência de excitação é igual à frequência natural da peça são produzidas ondas estacionárias, ou seja, ocorre ressonância. A amplitude de oscilação é função das dimensões geométricas, distribuição de massa e principalmente das propriedades elásticas do material. Assim sendo, estas propriedades podem ser avaliadas pelo método e relacionadas à resistência do material em estudo.

No uso do método da ressonância, o material a ser testado é sujeito apenas a pequenos esforços e não ocorrem alterações na estrutura do concreto.

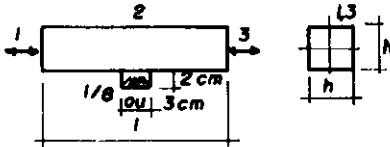
O método apresenta o inconveniente de não poder ser aplicado na própria estrutura, sendo usado em corpos de prova. Na montagem são mais adequados prismas ou cilindros - com comprimento de aproximadamente seis vezes a dimensão transversal, e para a vibração longitudinal o emissor e o receptor de vibrações são colocados como detalhado na figura B..1.

Após obtida a frequência que nos dá amplitude máxima de vibração longitudinal, o módulo de elasticidade é obtido por:

$$E_d = \frac{4 L^2 f L^2 \rho CL}{k^2} \quad \text{onde } CL = \frac{k^2 \pi^2 v_d^2 I}{A L^2} + 1$$

onde L é o comprimento da amostra,
 ρ é a massa específica do material,
 k é a ordem do harmônico,
 A é a área da seção transversal,
 v_d é o coeficiente de Poisson dinâmico, e
 I é o momento de inércia da seção transversal

Assumindo que a peça tem forma prismática ou cilíndrica com comprimento igual a, no mínimo, três vezes a dimensão transversal, CL aproxima-se de um para o modo fundamental (43 CND FINAL RECOMMENDATION (69)).

<p>Modo de Vibração</p>	<p>Recomendação de Montagem</p>
<p>Longitudinal, somente para a frequência fundamental e modos de vibração ímpares.</p>	

(Brunarski, 1699) (7).

B.1. Posição dos transdutores para vibração longitudinal.

1 - emissor

2 - peça do teste

3 - receptor

Para obter-se o coeficiente de Poisson dinâmico, segundo JONES e FACAOARU (28), precisa-se da velocidade de propagação do pulso na peça sob teste e também da frequência fundamental de ressonância da mesma. Com estes dados e usando a mesma notação apresentada para a fórmula apresentada acima, temos:

$$\frac{(1 + v_d)(1 - 2 v_d)}{(1 - v_d)} = \frac{(2 f_L L)^2}{(V_m)^2}$$

com V_m = velocidade do pulso ultra-sônico através do comprimento L da peça.

f_L = frequência fundamental de ressonância.

C.. Interpretação multi-fásica das medidas da velocidade do pulso no concreto.

Pastas de cimento, argamassa e concretos são materiais multi-fásicos. Pode ser útil tratá-los como materiais de duas fases, no qual as partículas do agregado encontram-se no interior de uma matriz homogênea.. Segundo NWOKOYE (47), os modelos podem ser aplicados na previsão do comportamento elástico médio destes materiais em termos de propriedades elásticas e volumes dos materiais constituintes.

A aplicação do modelo de duas fases (argamassa e agregado grão) em série para cálculo do tempo de trânsito através do concreto foi sugerido por Jones.

Na figura C..1, Kaplan aplicou o modelo trifási-co (pasta de cimento, agregado miúdo e agregado grão) em concretos feitos com diferentes traços e agregados.

Também CHUNG e LAW (16) usaram o modelo de três fases em série, assumindo que o tempo que o pulso leva para atravessar o concreto é a soma dos tempos que o pulso ultra-sônico leva para atravessar cada um dos elementos que o constituem.

Assim, pela figura C..2, temos:

$$T_c = T_1 + T_2 + T_p$$

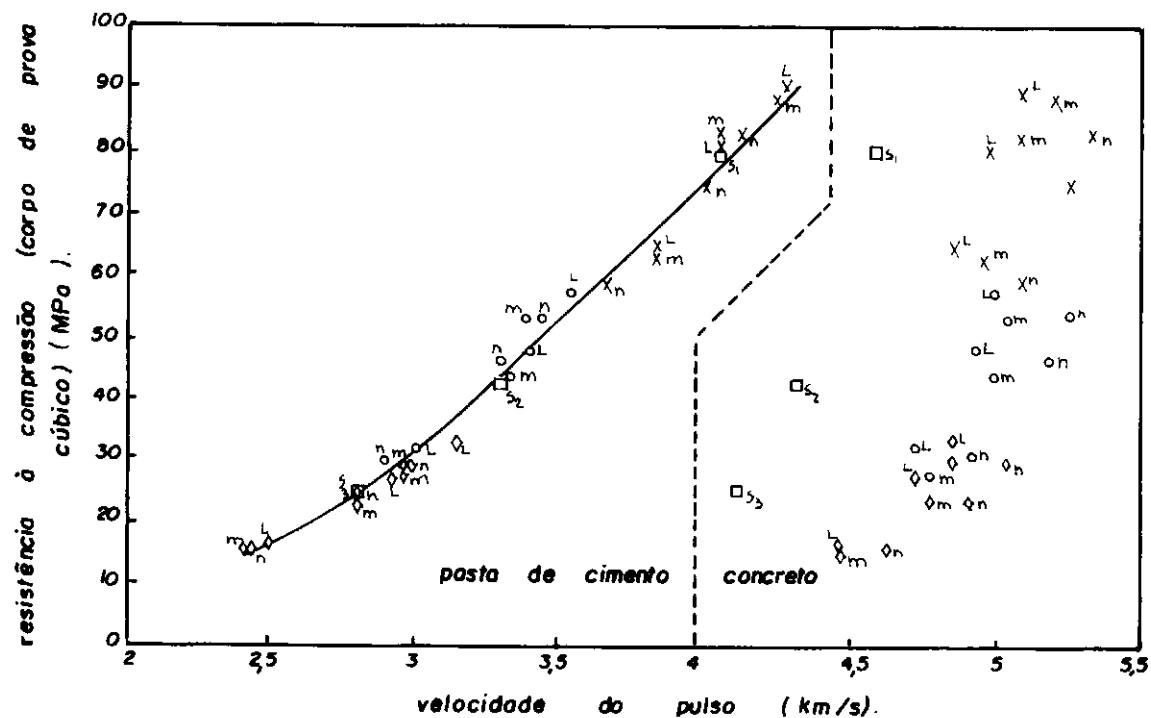
$$\text{onde } L_1 = k \Delta_1 L_p$$

$$v_p = \frac{1}{\frac{1+k \Delta_1}{v_c} + \frac{k \Delta_2}{v_1} - \frac{k \Delta_1}{v_1} - \frac{k \Delta_2}{v_2}}$$

$$L_2 = k \Delta_2 L_p$$

Δ_1 = fator agregado grão/cimento;

Δ_2 = fator agregado miúdo/cimento.



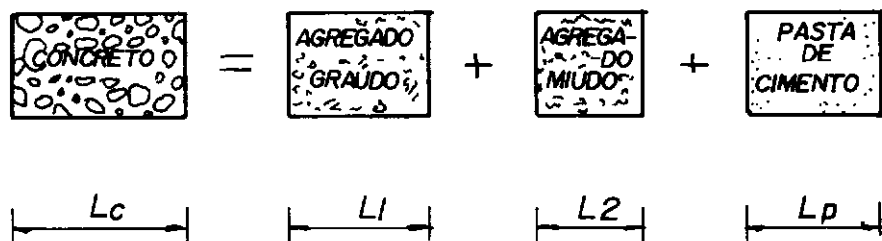
L = granito (Mountsorrel)
 m = traquito (Downhead)
 n = calcário (Somerset)
 S = argamassa (areia do rio Chertsey)

Kaplan

	w/c	a/c
X	0,35	3,08
○	0,60	7,53
◇	0,85	10,25
S ₁	0,35	0,92
S ₂	0,60	2,6
S ₃	0,85	4,3

C1 — Resistência entre a velocidade do pulso na pasta de cimento a resistência à compressão do cubo. Resultados obtidos por Kaplan usando a teoria multi-fásica. (Nwokoye, 1973) (47)

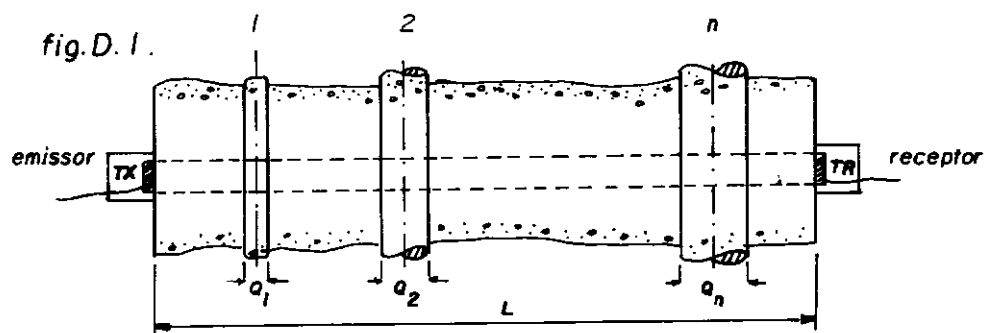
$$\frac{L_c}{V_c} = \frac{L_1}{V_1} + \frac{L_2}{V_2} + \frac{L_p}{V_p}$$



C.2. Tempo de trânsito do pulso ultrassônico através do concreto.

(CHUNG e LAW, 1983) (16).

fig.D.1.



(JONES E FACAOARU, 1969)

Barra da armadura dispostas perpendicularmente à direção de propagação do pulso.

tab.D.1. Influência das barras de aço — percurso do pulso ultrassônico perpendicular ao eixo das barras.

L_s/L	velocidade do pulso no concreto velocidade do pulso medida		
	baixa qualidade de	qualidade razoável	ótima qualidade
	$V_c = 3000 \text{ m/s}$	$V_c = 4000 \text{ m/s}$	$V_c = 5000 \text{ m/s}$
1/12	0.96	0.97	0.99
1/8	0.94	0.96	0.98
1/6	0.92	0.94	0.97
1/4	0.88	0.92	0.96
1/3	0.83	0.89	0.94
1/2	0.75	0.83	0.92

(JONES E FACAOARU, 1969) (28).

D.. Influência da Armadura na Velocidade do Pulso

Conhecida a posição da armadura, tem-se dois casos distintos: um quando as barras dispõem-se transversalmente e outro quando a disposição é longitudinal em relação à direção de propagação do pulso ultra-sônico mas, em ambos os casos, é possível estabelecer-se fatores de correção para determinar a velocidade real de propagação no concreto.

. barras transversais (fig. D..1)

Supondo-se que o pulso atravessasse todo o diâmetro das barras:

$$\frac{v_c}{v} = \frac{1 - (L_s/L)}{1 - (L_s v / L v_c)} \quad \text{onde } v_c \text{ é a velocidade do pulso no concreto,}$$

$$v_s \text{ é a velocidade do pulso no aço,}$$

L é o percurso total e

$$L_s = \sum_{i=1}^n Q_i$$

Assim, conhecidos os diâmetros das barras de aço a serem atravessados e a velocidade de propagação no aço, medindo-se o tempo de trânsito, tem-se o fator de correção para a velocidade de propagação do pulso no concreto. JONES e FACAOARU (28) apresentam a tabela D..1.

CHUNG e LAW (16) consideram a influência insignificante se poucas barras (em relação ao percurso) são atravessadas pelo pulso.

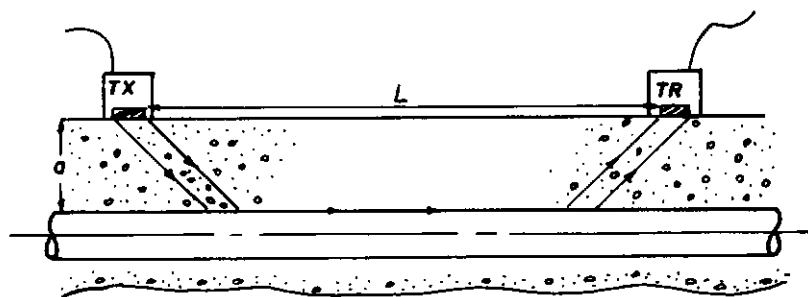
. barras longitudinais (fig. D..2)

Para que não haja interferência das barras de aço temos que ter

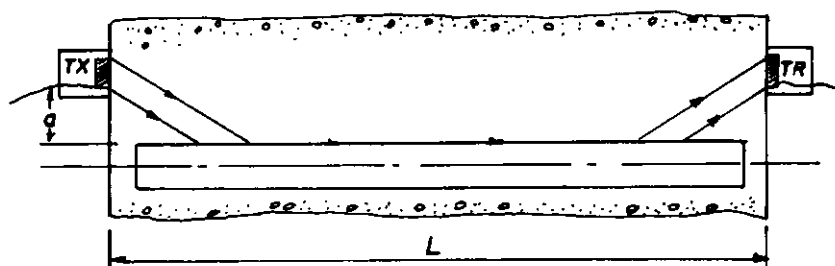
$$\frac{a}{L} > \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_f - v_c}{v_f + v_c}} \quad \text{ou, com } \frac{v_c}{v_f} = \gamma, \quad v_c = \text{velocidade no concreto}$$

$$\frac{a}{L} > \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1 - \gamma}{1 + \gamma}} \quad v_f = \text{velocidade no aço}$$

fig. D. 2.



Barras da armadura paralelas à superfície do teste



(JONES E FACAORU, 1969)(28).

Barras da armadura paralelas à direção de propagação do pulso.

tabela . D. 2.— Influência das barras de aço — percurso do pulso ultrassônico paralelo ao eixo das barras.

$\frac{a}{L}$	$\frac{\text{velocidade real do pulso no concreto } V_c}{\text{velocidade do pulso medida } V}$			
	$\frac{V_c}{V_s} = 0,90$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,80$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,71$	$\frac{V_c}{V_s} = 0,60$
0	0,90	0,80	0,71	0,60
1/20	0,94	0,86	0,78	0,68
1/15	0,96	0,88	0,80	0,71
1/10	0,99	0,92	0,85	0,76
1/7	1,00	0,97	0,91	0,83
1/6	1,00	1,00	0,99	0,92
1/4	1,00	1,00	1,00	1,00

(JONES E FACAORU 1969)(28).

No caso de $\frac{a}{L} < \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1-\gamma}{1+\gamma}}$, o tempo de trânsito do pulso será $t = \frac{L}{v_f} + \frac{2a}{v_c} \sqrt{1 - \gamma^2}$

Com estas fórmulas, JONES e FACAOARU (28) apresentam a tabela D..2.

Note-se nas fórmulas anteriores que nenhuma referência é feita ao diâmetro da barra longitudinal, ao contrário do que ocorre na fórmula empírica de CHUNG e LAW (16) em que é incluído o diâmetro da barra. Em concordância com isto, está o trabalho de BUNGEY (10) em que são considerados os diâmetros e posições relativas das barras tanto transversais quanto longitudinais na determinação de fatores de correção $k(\gamma)$, obtendo relações do tipo apresentado nas figuras D..3 e D..4.

fig.D.3. Relação entre γ e o diâmetro das barras longitudinalmente colocadas em relação à direção de propagação do pulso

(BUNGEY, 1984) (10).

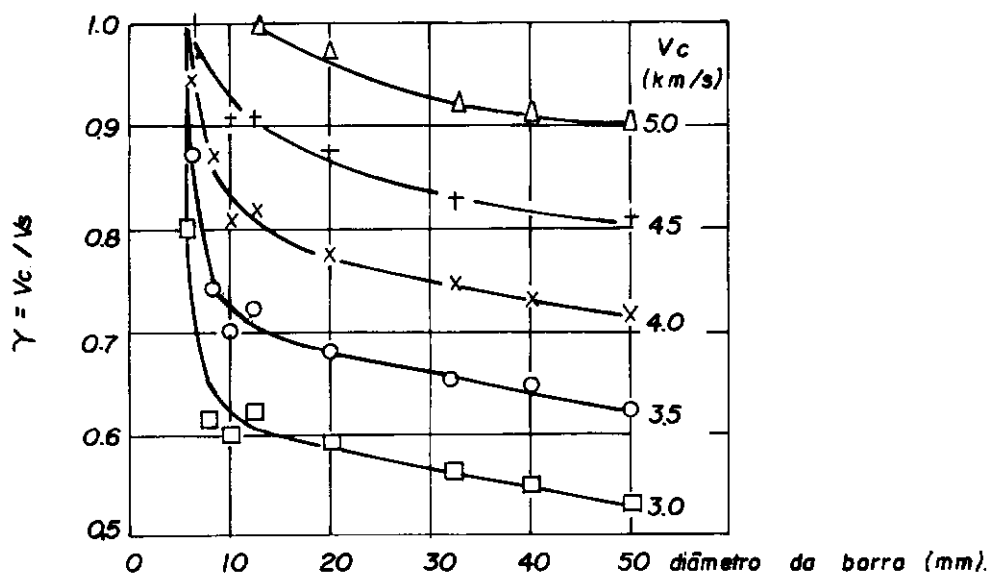
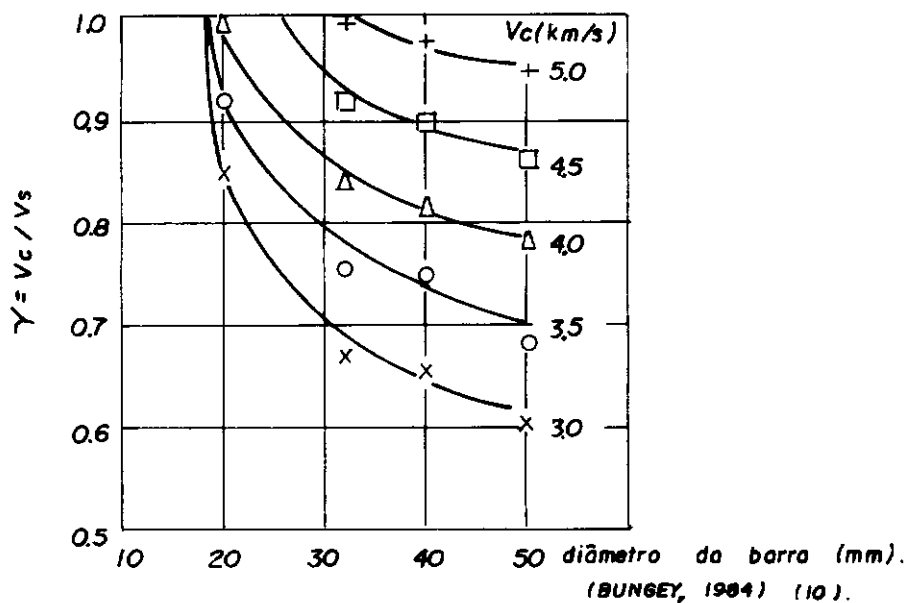


fig.D.4. Relação entre γ e o diâmetro das barras transversalmente colocadas em relação à direção de propagação do pulso.



(BUNGEY, 1984) (10).

E.. Avaliação das homogeneidade do Concreto

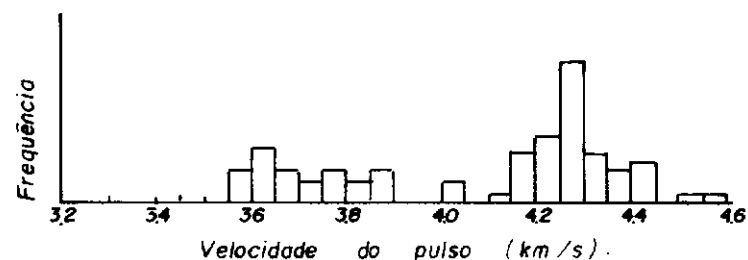
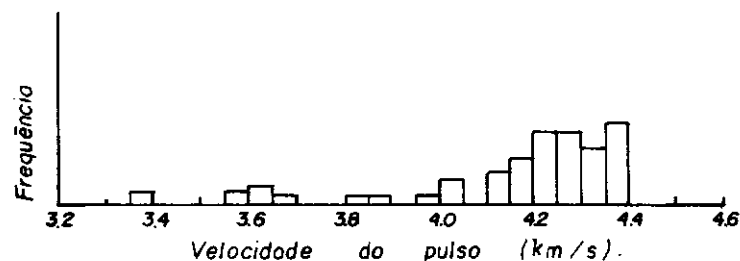
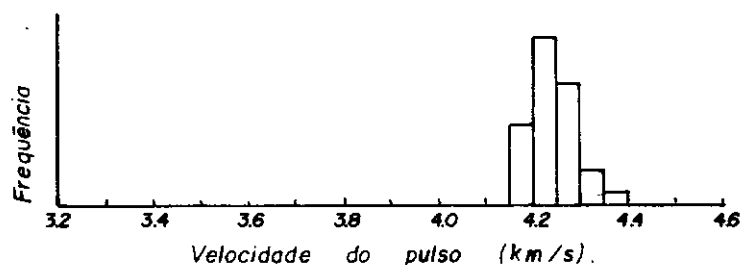
A utilização do ultra-som permite avaliar a homogeneidade do concreto dentro da estrutura, pois a não homogeneidade causa variações na velocidade do pulso que, por sua vez, são relacionadas às variações na resistência do concreto. Caso se deseje verificar a uniformidade de um volume de concreto, usam-se malhas de pontos de medidas, observando-se o espaçamento entre eles de acordo com o tamanho da estrutura, a acurácia necessária e a variabilidade do concreto. Os resultados do teste, em termos de velocidade do pulso, podem ser plotados como um histograma. A figura E..1 mostra alguns histogramas típicos para concretos com diferentes uniformidades.

Alternativamente, a uniformidade pode ser examinada através de coeficientes de variação dos resultados, como indicado por JONES e FACAOARU (28):

$$C_v = \frac{R}{\sigma} = \frac{\text{velocidade média obtida no ensaio}}{\text{desvio padrão obtido no ensaio}}$$

fig. E. 1

Histogramas típicos da velocidade de pulso.



F.. Variação das Propriedades do Concreto

As variações que ocorrem nas propriedades do concreto com o tempo, pela influência do meio agressivo, são determinadas por repetidas medidas na velocidade de pulso. Variações na velocidade do pulso indicam variações na resistência e, com a vantagem de usar-se a mesma peça de ensaio para toda a pesquisa, pode-se acompanhar a modificação gradativa através - de leituras sucessivas da área sob estudo.

Danos causados por fogo podem ser também estimados através de teste ultra-sônico. Ambas, velocidade e resistência, são reduzidas, mas a taxa de redução não é a mesma, variando também de acordo com a forma pela qual a estrutura foi esfriada (CHUNG e LAW (16) - figura F..1)

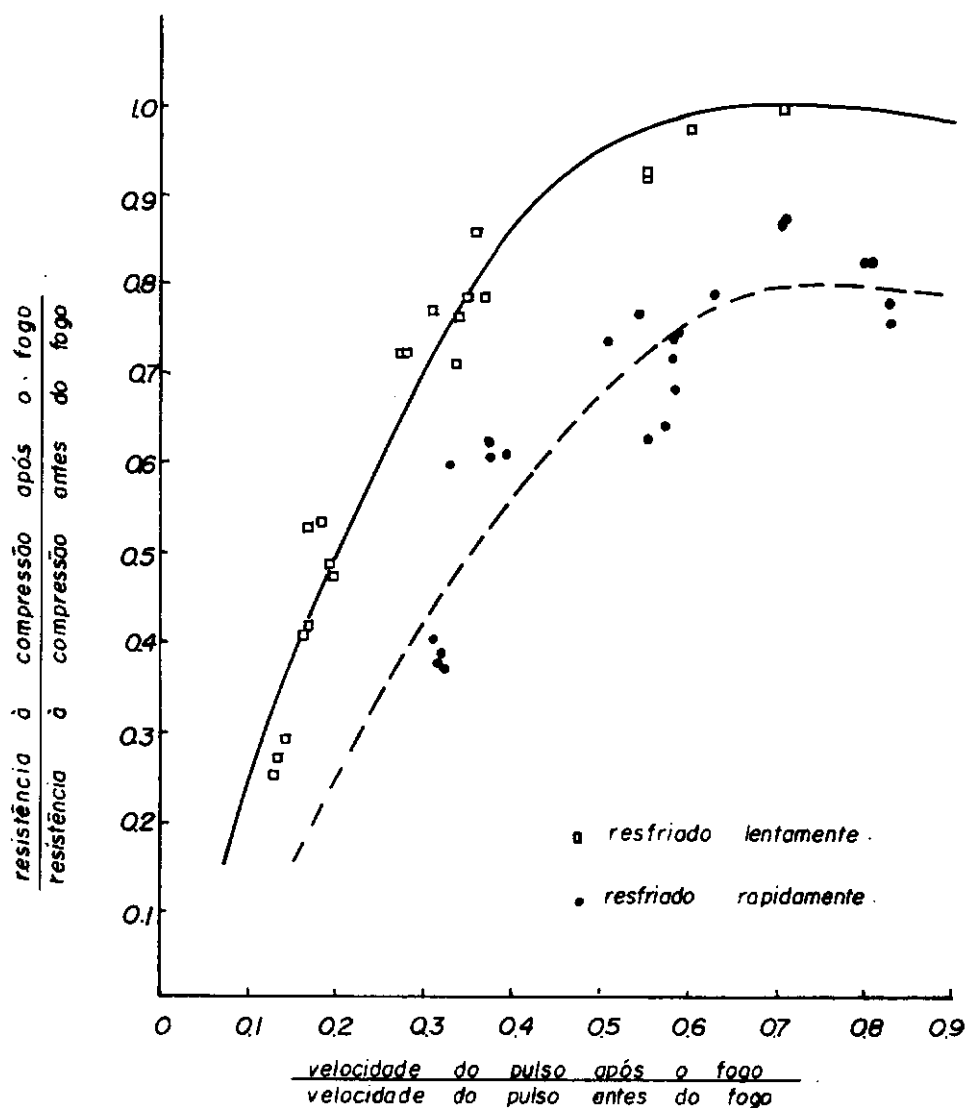
Usando o método da transmissão de superfície, variando-se a distância entre emissor e receptor e medindo-se - tempos de trânsito, pode-se chegar à figura F..2, onde a mudança de inclinação indica haver-se chegado à camada sã do concreto.

Pela figura, pode-se achar a espessura danificada por:

$$t = \frac{x}{2} \sqrt{\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha}}$$

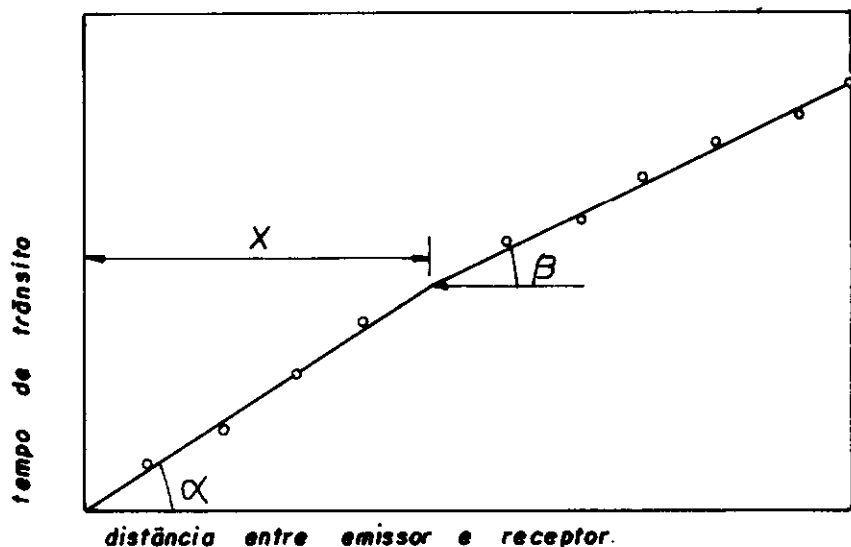
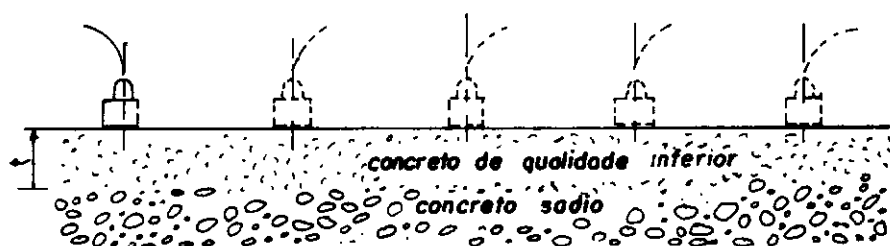
Como na prática o concreto danificado não forma uma camada de espessura constante, há uma falta de acurácia na determinação do valor de x onde ocorre a mudança de inclinação e o método fornece apenas uma estimativa grosseira, mas necessária, da extensão dos danos. Deste modo também é feita a detecção das camadas danificadas por qualquer outro motivo.

fig. F. 1



Variação da velocidade do pulso e resistência à compressão com os danos causados pelo fogo.

fig. F. 2

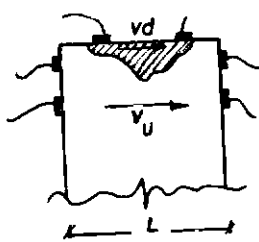


Medidas do tempo de trânsito obtidas com o ultra-som em concreto com camada superficial de qualidade inferior.

Segundo FALCÃO BAUER (2), se a fissura estiver - preenchida por material pulverulento ou água, se sua abertura for extremamente pequena ou apresentar profundidade excessiva, as ondas ultra-sônicas não a contornarão mas atravessarão, invalidando esta aproximação. A presença de vazios ou falhas de tamanho considerável pode ser detectada através de um exame meticuloso do volume de concreto usando uma malha ortogonal e plotando contornos da velocidade do pulso, isto é, linhas de igual velocidade. Uma rápida mudança de velocidade do pulso em curta distância indica, com grande possibilidade, a presença de um defeito. O método permite delimitar, embora com baixa acurácia, os limites dos vazios e defeitos.

G.. Defeitos, falhas ou danos no concreto

Quando as falhas ou danos forem localizados, usa-se a transmissão direta e de superfície, tendo-se:



$$\delta = L \frac{\left(\frac{T}{T_u} - 1\right) v_d}{\left(\frac{v_u}{v_d} - 1\right) T}$$

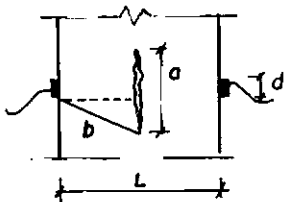
v_d velocidade no concreto danificado
 v_u velocidade no concreto sadio
 T tempo de trânsito no concreto
 T_u tempo de trânsito no concreto sadio = $\frac{L}{v_u}$

Quando há vazios entre o emissor e o receptor, o pulso é difratado em torno destes e aumenta o tempo de trânsito do pulso, como é o caso do concreto fissurado. No cálculo apresentado foi considerado o vazio a meia distância entre o emissor e o receptor e se:

. o diâmetro de emissor e receptor é maior ou igual ao da falha,

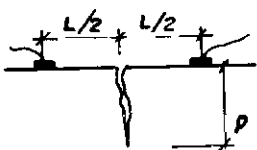
$$T = T_u$$

. o diâmetro é menor que o da falha



$$\frac{T}{T_u} = \sqrt{1 + \frac{(a-d)^2}{L^2}}$$

No caso de termos de estimar a profundidade de uma fissura visível na superfície



$$p = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{T^2}{T_u^2} - 1}$$

REFERÊNCIAS:

- (1) ANDERSON, D.A. e SEALS, R.K., "Pulse Velocity as a Predictor of 28 and 98 Days Strength", ACI Journal, Proceedings Vol 78, Nº 2, title 78-9, pp 116-122, (MAR/APR 1981).
- (2) BAUER, L.A.F., Materiais de Construção, Livros Técnicos e Científicos Editora S/A, 1979.
- (3) BICKLEY, J.A., "The Variability of Pullout tests and in Place Concrete Strength", Concrete International, Vol 4, Nº 4, pp 44-51, (APR 1982).
- (4) BLOEM, D.L., "Concrete Strength in Structures", ACI Journal, Proceedings Vol 65, Nº 3, title 65-14, pp 176-187, (MAR 1968).
- (5) BOCCA, P., "Non-destructive Methods for Testing Strength Variations in Concrete Structures", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Proceedings, Part 2, pp 128-132, (1979).
- (6) BOCCA, P., "The Application of Pullout Test to High Strength Concrete Estimation", Materials and Structures, Vol 17, Nº 99, pp 211-216, (1984).
- (7) BRUNARSKI, L., "Recommendations for the Use of Resonance Methods for Testing Concrete", Materials and Structures, Vol 2, Nº 10, pp 269-273, (1969).
- (8) BUNGEY, J.H., "Concrete Strength Determination by Pullout Tests on Wedge-Anchor Bolts", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol 71, Part 2, pp 379-394, (JUN 1981).
- (9) BUNGEY, J.H., CHABOWSKI, A.J., PETERSEN, C.G. e LONG, A.E., Informal Discussion, Structural Engineering Group, "Developments in Non-destructive Testing", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol 76, Part 1, pp 597-598, (MAY 1984).
- (10) BUNGEY, J.H., "The Influence of Reinforcement on Ultrasonic Pulse Velocity Testing", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, ACI-Detroit SP 82-12, pp 229-

246,(1984).

- (11) CALAVERA,J., APARICIO,G., DELIBES,A. e GONZALES ISABEL,G.,
"Influences from Core Drilling and Bore-Filling
on column Behaviour", Quality Control of Concrete
Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp 47-54,(1979)
- (12) CARLSON,M., EGG,I.R. e JAHREN,P., "Field Experience in the
Use of the Break-off Tester", In Situ/Nondestructive
Testing of Concrete, ACI Detroit SP 82-14 ,
pp 277-292, (1984).
- (13) CHABOWSKI,A.J., BRYDEN-SMITH,D.W., "A Simple Pullout Test
to Assess the in situ Strength of Concrete,
Concrete International, Vol 1, Nº 12, pp 35-40 ,
(DEC 1979).
- (14) CHABOWSKI,A.J.,BRYDEN-SMITH,D.W., "Assessing the Strength
of in situ Portland Cement Concrete by Internal
Fracture Tests", Magazine of Concrete Research ,
Vol 32, Nº 112, pp 164-172, (SEP 1980).
- (15) CHABOWSKI,A.J., BRYDEN-SMITH,D.W., "Internal Fracture
Testing of in situ Concrete: a Method of
Assessing Compressive Strength", BRE Information,
Ip 22/80, (OCT 1980).
- (16) CHUNG,H.W. e LAW,K.S., "Diagnosing in Situ Concrete by
Ultrasonic Pulse Technique", Concrete
International, Vol 5, Nº 10, pp 42-49, (OCT 1983)
- (17) CIANFRONE,F. e FACAOARU,I., "Study on the Introduction
into Italy on the Combined Non-destructive Method
for the Determination of the in Situ Concrete
Strength", Materials and Structures, Vol 12, Nº71,
pp 413-424, (1979).
- (18) DAHL-JORGENSEN,E., JOHANSEN,R., "General and Specialized
Use of Break-off Concrete Strength Testing Method"
In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, ACI -
Detroit SP 82-15, pp 293-308, (1984).
- (19) DOMONE,P.L. e CASTRO,P.F., "An Expandable Sleeve Test for
in Situ Concrete Strength Evaluation", Revista
Brasileira de Engenharia, Associação Brasileira

- de Pontes e Estruturas, Vol 4, Nº 1, pp 53-59 , (1986) .
- (20) DURAND,G. e MACÉ,M., "Utilisation de la Variation de la Vitesse Longitudinale des Ultrasons dans le béton, en fonction du Temps, dans le Controle des Produits Manufacturés", Materials and Structures, Vol 16, Nº 95, pp 353-358, (1983) .
- (21) FACAOARU,I., "The Correlation between Direct and Indirect Testing Methods for in Situ Concrete Strength Determination", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Proceedings Part 2, pp 147-154, (1979) .
- (22) GALAN,A. "Détermination de la Résistance à la Compression du Béton d'après la Vitesse Transversale de Propagation des Ultrasons et les Méthodes Combinnées qui en découlent", Materials and Structures, Vol 15, Nº 86, pp 127-133, (1982) .
- (23) GALAN,A. "Détermination des Caractéristiques de Résistance du Béton d'après les Mesures de Propagation d'ultra-sons combinnées avec les Données Sclérométriques", Materials and Structures, Vol 17 , Nº 99, pp 201-206, (1984) .
- (24) HULSHIZER,A.J., EDGAR,M.A., DANIELS,R.E., SUMINSBY,J.D. e MYERS,G.E., "Maturity Concept Proves Effective in Reducing Removal Time and Winter Curing Cost", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, ACI-Detroit Sp 82-18, pp 351-376, (1984) .
- (25) JENKINS,R.S., "Nondestructive Testing-an Evaluation Tool", Concrete International, Vol 7, Nº 2, pp 22-26 , (FEB 1985) .
- (26) JOHANSEN,R., "In Situ Strength Evaluation of Concrete-the Break-off Method", Concrete International, Vol 1, Nº 9, pp 45-51, (SEP 1979) .
- (27) JOHANSEN,R. e DAHL-JORGENSEN,E., "Curing Conditions and in-situ Strength Development of Concrete Measured by Various Testing Methods", Quality Control of

- Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp 71-80, (1979).
- (28) JONES, R. e FACAOARU, I., "Recommendations for Testing Concrete by Ultrasonic Pulse Method", Materials and Structures, Vol 2, Nº 10, pp 275-284, (1969)
- (29) KASAI, Y. e MATUI, I., "Studies on Concrete Strength of Structures in Japan", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp-89-96, (1979).
- (30) KEILLER, A.P., "Assessing the Strength of in situ Concrete", Concrete International, Vol 7, Nº2, pp 15-21, (FEB 1985).
- (31) KEMI, T. e HIRAGA, T., "On the Distribution of Strength of Concrete Structure", Quality Control of Concrete Structures, Vol 1, pp 97-104, (1979).
- (32) KNAZE, P. e BENO, P., "The Use of Combined Non-destructive Testing Methods to Determine the Compressive Strength of Concrete", Materials and Structures, Vol 17, nº99, pp 207-210, (1984).
- (33) KOPF, R.J., COOPER, C.G. e WILLIAMS, F.W., "In Situ Strength Evaluation of Concrete: Case Histories and Laboratory Investigations", Concrete International, Vol 3, Nº 3, pp 66-71, (MAR 1981)
- (34) LOGOTHETIS, L. e TASSIOS, T.P., "In Situ Assessment of Concrete Quality by Means of Three Combined NDT Methods", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp 105-111, (1979)
- (35) LONG, A.E. e MURRAY, A.M., "The Pull off Partially Destructive Test for Concrete", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, ACI-Detroit, SP 82-17, pp 327-350, (1984)
- (36) MACDONALD, C.M. e RAMAKRISHNAN, V., "Quality Control of Concrete Using Pulse Velocity and Maturity Concept", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp 113-120, (1979)

- (37) MAHMOOD,K., "Use of Combined Ultrasonic and Rebound Hammer Method for Determining Strength of Concrete Structures Members", Concrete International, Vol 4, Nº 2, pp 53-55, (FEB 1982)
- (38) MAILHOT,G., BISAILLON,A, CARETTE,G.G. e MALHOTRA,V.M., "In Place Concrete Strength: New Pullout Methods", ACI Journal, Proceedings Vol 76, Nº 12, title 76-52, pp 1267-1282, (DEC 1979)
- (39) MALHOTRA,V.M."Evaluation of the Windsor Probe Test for Estimating Compressive Strength of Concrete", Materials and Structures, Vol 7 Nº 37, pp 3-15, (1974)
- (40) MALHOTRA,V.M., "Evaluation of the Pullout Test to Determine Strength of in Situ Concrete", Materials and Structures, Vol 8, Nº 43, pp19-31, (1975)
- (41) MALHOTRA,V.M., "Contract Strenght Requeriments - Cores versus in Situ Evaluation", ACI Journal, Proceedings Vol 74 Nº 4, title 74-16, pp 163-172, (1977)
- (42) MALHOTRA,V.M., "In Situ/Nondestructive Testing of Concrete - A Global Review", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, ACI-Detroit, SP 82-1, pp 1-16, (1984)
- (43) MEYNINK,P. e SAMARIN,A., "Assessment of Compressive Strenght of Concrete by cylinders, cores and non-destructive tests", Quality Control of Concrete Structures. RILEM Congress, Vol 1, pp 127-134, (1979)
- (44) MOMMENS,A., "La précision de l'Estimation de la Résistance du Béton au Moyen de l'Indice Sclérométrique", Materials and Structures, Vol 10, Nº 55, pp49-54, (1977)
- (45) NIELSEN,M,P., BRAESTRUP,M.W., JENSEN,B.C. e BACH,F., Concrete Plasticity, Specialpublikation udgivet af DanskSelskab for Bugningsstatik, Lyngby, oktober, 1978
- (46) NOZAKI,Y., "Estimating the Strength of Structural concrete by Ultrasonic Pulse Velocity Method", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1,

pp 143-150, (1979)

- (47) NWOKOYE,D.N., "Prediction and Assessment of Concrete Properties from Pulse Velocity Tests", Magazine of Concrete Research, Vol 25, Nº 82, pp 39-46, (MAR 1973)
- (48) OTTOSEN,N.S., "Nonlinear Finite Element Analysis of Pullout Test", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 107, nº ST4, Proc Paper 16197, pp 591-603, (1981)
- (49) PARDAL,P., Introdução à Estatística com Aplicações à Indústria, Serviço de Publicações da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, (1976)
- (50) PARSONS,T.J. e NAIK,T.R., "Early Age Concrete Strength Determination by Maturity", Concrete International, Vol 7, Nº 2, pp 37-43, (FEB 1985)
- (51) PETERSEN,C.G., In Situ Strength Testing with LOK test and CAPO test. The Danish Pullout Tests. Presented at Simposio Moderna Tecnologia del Concreto. Asociacion Venezolana de Productores de Cemento e ACI, Caracas, Novembro 1980.
- (52) PETERSEN,C.G., "LOK test and CAPO test Development and their Applications" Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol 76. Part 1, pp 539-549, (MAY 1976)
- (53) PETERSEN,C.G. e POULSEN,E., "In Situ NDT Methods for Concrete with Particular Reference to Strength, Chloride Content and Desintegration", First International Conference, Deterioration and Repair of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf, Proceedings Vol 1: Papers, pp 495-507, (1985)
- (54) PETERSEN.C.G., "LOK test and CAPO test Development and their Applications", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol 78, Part 1, pp 1017-1019, (AUG 1985)

- (55) PETERSONS,N., "Should Standard Cube Test Specimens be Replaced by Test Specimens Taken from Structures?" Materials and Structures, Vol 1, Nº 5, pp 425-435, (1968).
- (56) PETERSONS, N., "Recommendations for Estimation of Quality of Concrete in Finished Structures", Materials and Structures, Vol 4, Nº 24, pp 379-396, (1971).
- (57) POHL,E., "Combined Non-destructive Testing Methods to Assess the Strength of in Situ Concrete for a Silo", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp 151-158,(1979)
- (58) RAMIREZ,J.L. e BARCENA,J.L., "Some data on Concrete Cores Strength Evaluation", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress , Vol 1, pp 165-173 , (1979).
- (59) SAMARIN,A. e MEYNINK,P., "Use of Combined Ultrasonic and Rebound Hammer Method for Determining Strength of Concrete Structural Members, Concrete International, Vol 3, Nº 3, pp 25-29, (MAR 1981).
- (60) SCHICKERT,G., "Critical Reflection on Non-destructive Testing of Concrete", Materials and Structures , Vol 17, Nº 99, pp 217-223, (1984).
- (61) STEHMO,G. e MALL,G., "The use of a Tensioning Device for Quality Controls in Concrete", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp 175-182, (1979).
- (62) STONE,W.C. e CARINO,N.J., "Deformation and Failure in Large -Scale Pullout Tests", ACI Journal, Proceedings Vol 80, Nº 6, title 80-46, pp 501-513, (NOV/DEC 1983).
- (63) STONE,W.C. e GIZA,B.J., "The Effect of Geometry and Aggregate on the Reability of the Pullout Test", Concrete International, Vol 7, Nº 2, pp 27-36, (FEB 1985).

- (64) STURRUP,V.R., VECCHIO,F.J. e CARATIN,H., "Pulse Velocity as a Measure of Concrete Compressive Strength", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, ACI - Detroit SP 82-11, pp 201-227,(1984).
- (65) TAKAHASHI,H. e NAKANE,S., "Strength of Concrete in Structures and Factors Contributing to Strength Differentials", Quality Control of Concrete Structures, RILEM Congress, Vol 1, pp 183-190, (1979).
- (66) TIZATTO,V., Módulo de Deformação Longitudinal do Concreto , Seminário de Doutorado, COPPE/UFRJ, (SET 1986).
- (67) VIEIRA,D.P., Método Brasileiro de Penetração de Pinos, apresentado às XIX Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Santiago, Chile,(abril 1978).
- (68) CEA COMMISSION - "Properties of Set Concrete at Early Ages- State-of-the-Art-Report", Materials and Structures, Vol 12, Nº 84, pp 405-411, (1981).
- (69) 43 CND FINAL-RECOMMENDATIONS - "Recommendations for the use of Ressonance Frequnce Methods in Testing Concrete Specimens", Materials and Structures, Vol 16, Nº95, pp 359-367, (1983).
- (70) 43 FINAL-RECOMMENDATIONS - "Recommendations for Testing Concrete by Hardness Methods", Materials and Structures, Vol 16, Nº 95, pp 369-376, (1983).

NORMAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS

- (71) "Obtaining and Testing drilled cores and sawed beams of concrete", ASTM C42.
- (72) "Penetration resistance of hardned concrete",ASTM C803.
- (73) "Rebound Hammer of Hardned Concrete", ASTM C805
- (74) "Pullout Strength of hardened concrete", ASTM C900

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

- (75) "Método para extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto", NBR 7680
- (76) "Concreto endurecido-avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão", NBR 7584